

دليل المهندس الإنشائي

لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية

الجزء التاسع

ميكانيكا التربة
وتصميم الأساسات



تصميم الأساسات
السطحية والخوازيق



الأستاذ الدكتور

عبد الرحمن مجاهد أحمد

أستاذ الهندسة الإنشائية

كلية الهندسة - جامعة أسيوط

الفهرس (INDEX)

رقم الصفحة

١	الفصل الأول: مجال ميكانيكا التربة وهندسة الأساسات
١	١-١ مقدمة
٥	٢-١ العلاقة المتبادلة بين دراسة ميكانيكا التربة وتصميم الأساسات للمنشآت
٦	٣-١ أصل تكوينات التربة فى ج.م.ع
٨	الفصل الثانى: استكشاف التربة
٨	١-٢ مقدمة
٩	٢-٢ العناصر والمعلومات المطلوبة لاستكشاف وفحص الموقع
٩	٣-٢ طرق استكشاف وفحص الموقع
٩	١-٣-٢ حفر الاختبار (الحفر المكشوف)
١٠	٢-٣-٢ الجسات العميقة
١٠	٣-٣-٢ الجسات
١٩	٤-٢ طرق الفحص بمناطق التعمير الجديدة
٢٠	٥-٢ طرق الفحص بالمناطق المأهولة بالسكان
٢٠	٦-٢ توزيع واختيار أماكن الجسات وعددها
٢٠	٧-٢ أعماق الجسات
٢٣	٨-٢ عينات التربة المستخرجة من الجسات
٢٤	١-٨-٢ العينات الغير مقلقة
٢٥	٢-٨-٢ العينات المقلقة
٢٥	٩-٢ الاختبارات المعملية
٢٥	١-٩-٢ فى حالة التربة الطينية
٢٥	٢-٩-٢ فى حالة التربة الرملية
٢٥	١٠-٢ الاختبارات الحقلية أو الميدانية
٢٦	١١-٢ طبقات التأسيس
٢٦	١-١١-٢ ملخص لأنواع التربة
٢٦	٢-١١-٢ الركام
٢٧	٣-١١-٢ التربة الغير متماسكة
٣٠	٤-١١-٢ التربة المتماسكة
٣٢	٥-١١-٢ التربة العضوية
٣٢	٦-١١-٢ الردم
٣٣	٧-١١-٢ التربة محسنة الخواص
٣٣	١٢-٢ تسميات دارجة لبعض تكوينات التربة فى مصر
٣٣	١-١٢-٢ الباجية
٣٤	٢-١٢-٢ الحبية
٣٤	٣-١٢-٢ الطفلة
٣٤	٤-١٢-٢ البلمغة
٣٤	١٣-٢ بعض أنواع التربة التى تسبب مشاكل فى البناء عليها فى مصر
٣٤	١-١٣-٢ التربة القابلة للانتفاخ
٣٥	٢-١٣-٢ التربة القابلة للاهيار
٣٦	٣-١٣-٢ التربة الطينية اللينة

٣٦	٤-١٣-٢ الرمل القابل للإسالة
٣٧	٥-١٣-٢ الردم
٣٧	٦-١٣-٢ التربة المتبقية
٣٧	١٤-٢ بعض العوامل المتعلقة بالتربة أو البناء والتي قد تسبب مشاكل مختلفة
٣٧	١-١٤-٢ المياه الأرضية
٣٨	٢-١٤-٢ الحفر العميق
٣٩	١٥-٢ المواد المكونة للبنية المحيطة بالأساسات وتأثير خرسانة الأساس بها
٤٠	١٦-٢ الاحتياطات اللازمة لحماية خرسانة الأساس
٤٥	١٧-٢ قطاع الجسة
٤٦	١٨-٢ التقرير الفني لدراسة التربة والأساسات
٤٨	الفصل الثالث: تصنيف التربة
٤٨	١-٣ مقدمة
٤٨	٢-٣ نظام التصنيف طبقاً لمعهد ماساتسوستس (M.I.T)
٥٠	٣-٣ نظام التصنيف المثلثي أو الخشونة
٥٢	٤-٣ نظام التصنيف الموحد
٥٦	الفصل الرابع: الخواص الطبيعية للتربة
٥٦	١-٤ مقدمة
٥٨	٢-٤ ماهية الخواص الطبيعية للتربة
٥٨	١-٢-٤ معاملات الخواص الطبيعية للتربة
٦٢	٢-٢-٤ التدرج الحبيبي
٦٣	٣-٢-٤ حدود قوام التربة (حدود أتربرج للدونة)
٦٥	٤-٢-٤ الكثافة النسبية للتربة الرملية
٦٧	٣-٤ التجارب المعملية لتحديد وتصميم معاملات الخواص الطبيعية للتربة
٨٩	الفصل الخامس: الخواص الميكانيكية للتربة
٨٩	١-٥ مقدمة
٨٩	٢-٥ توزيع الإجهادات في التربة
٨٩	١-٢-٥ مقدمة
٩١	٢-٢-٥ كيفية حساب الجهد الواقع على التربة التحتية أسفل الأساسات
٩٢	٣-٥ هبوط التربة
٩٢	١-٣-٥ مقدمة
٩٢	٢-٣-٥ أسباب حدوث الهبوط
٩٢	٣-٣-٥ أنواع هبوط التربة تحت الأساسات
١٠٣	٤-٥ تحديد معاملات التربة اللازمة لحساب هبوط الأساسات
١٠٤	١-٤-٥ معامل انضغاط التربة (معامل مرونة التربة)
١٠٤	١-١-٤-٥ تعيين معامل انضغاط التربة من التجارب المعملية
١١٠	٢-١-٤-٥ تعيين معامل انضغاط التربة من التجارب الحقلية
١١٣	٣-١-٤-٥ تقدير قيمة معامل الانضغاط من واقع الخبرة العملية
١١٤	٢-٤-٥ تعيين هبوط الأساسات الضحلة من التجارب الحقلية
١١٥	٣-٤-٥ أمثلة محلولة على تقدير وحساب قيمة الهبوط المتوقع تحت الأساسات الضحلة
١١٩	٤-٤-٥ نسبة بواسان
١٢٠	٥-٥ دمك التربة
١٢٠	١-٥-٥ تعريف
١٢٠	٢-٥-٥ طريقة قياس دمك التربة بالمعمل (طريقة بركتور القياسية والمعدلة)

١٢٣	٣-٥-٥ العوامل التي تؤثر على درجة الدمك
١٢٤	٤-٥-٥ الدمك الحقل للترية ودرجة الدمك النسبي له
١٢٦	٦-٥ مقاومة القص للترية
١٢٦	١-٦-٥ مقدمة
١٢٨	٢-٦-٥ معاملات القص للترية
١٢٩	٣-٦-٥ أنواع الترية طبقاً لمقاومة القص
١٣٠	٤-٦-٥ تعيين مقاومة القص للترية ومعاملاتها
١٣١	٧-٥ الإجهاد المؤثر أو الفعال
١٣٢	٨-٥ ضغط المياه
١٣٢	٩-٥ الضغط الكلي على الترية
١٣٣	١٠-٥ اختبارات مقاومة القص للترية (تعيين مقاومة القص للترية)
١٣٤	١-١٠-٥ تجربة القص المباشر أو صندوق القص
١٣٩	٢-١٠-٥ ملحوظات هامة
١٤٢	٣-١٠-٥ أمثلة محولة على مقاومة القص للترية
١٤٨	٤-١٠-٥ تجربة الضغط الثلاثي
١٥١	٥-١٠-٥ تعيين معاملات القص
١٥٦	أ - تجربة الضغط الحر أو الغير محاط أو الغير محصور
١٥٨	ب - التجارب الحقلية
١٦١	ج - اختبار الاختراق الحبيبي
١٦٢	١١-٥ الضغط الجانبي للترية
١٦٢	١-١١-٥ مقدمة
١٦٥	٢-١١-٥ أمثلة على الضغط الجانبي للترية
١٦٨	١٢-٥ قدرة تحمل الترية القصوى للأساسات السطحية
١٧٤	١٣-٥ أنواع انهيار القص للترية
١٧٦	١٤-٥ معامل الأمان للترية في تصميم الأساسات وتعيين قدرة تحمل الترية الأمان
١٧٧	١٥-٥ قدرة تحمل الترية القصوى للأساسات الضحلة على طبقات متعددة
١٧٨	١٦-٥ تأثير منسوب المياه الجوفية على قدرة تحمل الترية للأساسات
١٨١	١٧-٥ أمثلة على قدرة تحمل الترية
١٨٩	١٨-٥ المعادلة العامة لحساب وتقدير قدرة تحمل الترية القصوى للترية (معادلة هاتسن)
١٩٣	١٩-٥ قدرة تحمل الأساسات الضحلة المعرضة لأحمال غير مركزية
١٩٨	٢٠-٥ تعيين وتقدير قدرة تحمل الترية من الاختبارات الحقلية
١٩٨	١-٢٠-٥ اختبار اللوح
٢٠٦	٢-٢٠-٥ اختبار الاختراق القياسي
٢١٢	٢١-٥ تقدير قدرة تحمل الترية المسموح بها طبقاً لكودات التصميم للأساسات
٢١٣	٢٢-٥ اتزان ميول الأتربة وحمايتها
٢١٦	٢٣-٥ حركة المياه في الأتربة ونفاذيتها
٢١٦	١-٢٣-٥ مقدمة
٢١٧	٢-٢٣-٥ نفاذية الترية
٢١٩	٣-٢٣-٥ تعيين معامل النفاذية للترية
٢٢٨	٢٤-٥ انتفاش الترية وضغط الانتفاش
٢٢٨	١-٢٤-٥ تعريف
٢٢٩	٢-٢٤-٥ كيفية التصرف على مدى قابلية الترية للانتفاش وقياس هذه القابلية
٢٣٠	٣-٢٤-٥ وسائل حماية ووقاية المنشآت من أضرار الترية القابلة للانتفاش

٢٣٥	الفصل السادس : الأساسات
٢٣٥	١-٦ مقدمة
٢٣٦	٢-٦ أنواع الأساسات
٢٤٥	٣-٦ الأساس الجيد والعوامل المؤثرة في اختيار نوع الأساس المناسب
١٤٨	٤-٦ الأحمال الواقعة على الأساسات وحالات التحميل المختلفة لها
٢٥١	٥-٦ أسس ومتطلبات الأمان اللازمة لتصميم الأساسات بصفة عامة
٢٦٢	٦-٦ توزيع الضغوط على التربة تحت الأساس
٢٦٧	٧-٦ قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية
٢٧١	الفصل السابع : تصميم الأساسات السطحية بصفة عامة
٢٧١	١-٧ مقدمة
٢٧٤	٢-٧ تصميم القواعد لمقاومة عزوم الانحناء
٢٨٥	٣-٧ تصميم القواعد لمقاومة القوى القصية
٢٨٩	٤-٧ تصميم القواعد لمقاومة القص الثاقب
٢٩٥	٥-٧ تصميم القواعد لمقاومة إجهاد التسلك
٣٠١	٦-٧ تصميم القواعد لمقاومة التحميل والارتكاز
٣٠٥	٧-٧ حديد التسليح للأساسات
٣٠٥	٨-٧ الأبعاد الدنيا للأساسات
٣٠٧	٩-٧ الخرسانة العادية للأساسات
٣١٥	١٠-٧ طبقات تربة الإحلال أسفل الخرسانة العادية
٣١٥	١-١٠-٧ مقدمة
٣١٧	٢-١٠-٧ أنواع وصور طبقة وتربة الإحلال أسفل الخرسانة العادية للأساسات
٣٢٠	الفصل الثامن : تصميم الأساسات الشريطية
٣٢٠	١-٨ تعريف ومقدمة
٣٢٢	٢-٨ طريقة تصميم الأساسات الشريطية
٣٢٢	١-٢-٨ الأساسات الشريطية المعرضة إلى قوى محورية فقط
٣٣٤	٢-٢-٨ أمثلة محلولة
٣٥٦	٣-٢-٨ تصميم القواعد الشريطية على شكل حرف U أو الصندوقية الشكل ومثال عليها
٣٦٤	٤-٢-٨ الأساسات الشريطية تحت صفوف الأعمدة ومثال عليها
٣٧٩	٥-٢-٨ الأساسات الشريطية المعرضة إلى قوى لا محورية ومثال عليها
٣٩٢	الفصل التاسع : تصميم أساسات القواعد المنفصلة
٣٩٢	١-٩ مقدمة
٣٩٤	٢-٩ تصميم القواعد المنفصلة المعرضة لحمل محوري
٣٩٤	١-٢-٩ تصميم القواعد المنفصلة المربعة الشكل ومثال عليها
٤١٨	٢-٢-٩ تصميم القواعد المنفصلة المستطيلة الشكل ومثال عليها
٤٢٦	٣-٩ تصميم القواعد المنفصلة المعرضة لحمل غير محوري
٤٢٦	١-٣-٩ مقدمة
٤٢٨	٢-٣-٩ كيفية توزيع وحساب الإجهادات الواقعة على التربة للقواعد المنفصلة المعرضة إلى حمل غير محوري
٤٣٤	٣-٣-٩ طريقة التصميم الإنشائي للقواعد المنفصلة المعرضة إلى حمل غير محوري
٤٣٦	٤-٩ أمثلة محلولة
٤٦١	٥-٩ قواعد الأعمدة الحديدية
٤٦١	١-٥-٩ مقدمة
٤٦٣	٢-٥-٩ كيفية تصميم قاعدة عمود حديدي ومثال عليها

٤٦٩	الفصل العاشر : تصميم أساسات القواعد المشتركة
٤٦٩	١-١٠ مقدمة
٤٧٢	٢-١٠ القاعدة المجمع أو المشتركة مستطيلة الشكل
٤٩٨	٣-١٠ القاعدة المجمع أو المشتركة على شكل شبه منحرف
٤٩٨	١-٣-١٠ مقدمة
٥٠٠	٢-٣-١٠ كيفية تصميم القاعدة المشتركة على شكل شبه منحرف
٥٠٣	٣-٣-١٠ مثال محلول
٥١٠	٤-١٠ القواعد المشتركة الشريطية
٥١١	٥-١٠ القواعد الكابولية (القواعد ذات الشداد)
٥١١	١-٥-١٠ مقدمة
٥١٣	٢-٥-١٠ كيفية تصميم القواعد الكابولية
٥١٧	٣-٥-١٠ حالات خاصة وملاحظات هامة للقواعد ذات الشداد
٥٢١	٤-٥-١٠ مثال محلول
٥٢٩	٦-١٠ السمات والميدات الرابطة بين القواعد
٥٣٥	الفصل الحادي عشر : تصميم أساسات اللبشة أو الحاصرة
٥٣٥	١-١١ مقدمة
٥٣٦	٢-١١ أنواع أساسات اللبشة
٥٣٨	٣-١١ اتزان وهبوط اللبشة
٥٤٠	٤-١١ تصميم أساسات اللبشة
٥٤٠	١-٤-١١ الطريقة الصلبة للتصميم
٥٤٢	٢-٤-١١ الطريقة المرنة المبسطة
٥٤٢	٣-٤-١١ الطريقة المرنة الحقيقية
٥٤٣	٥-١١ الطرق التقريبية لتصميم أساس اللبشة
٥٤٣	١-٥-١١ تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة ومثال عليها
٥٥٢	٢-٥-١١ تصميم اللبشة كبلطة مسطحة أو منبسطة ومثال عليها
٥٥٧	٣-٥-١١ تصميم اللبشة بالطريقة التقليدية ومثال عليها
٥٦٧	٤-٥-١١ تصميم اللبشة (الكرية) ذات الأعصاب ومثال عليها
٥٨٣	٦-١١ تشييد وتنفيذ اللبشة المسلحة
٥٨٥	الفصل الثاني عشر : الأساسات العميقة
٥٨٥	١-١٢ مقدمة وتعريف
٥٨٥	٢-١٢ استخدامات الأساسات العميقة
٥٨٦	٣-١٢ أنواع الأساسات العميقة
٥٨٧	٤-١٢ اختيار نوع الأساس العميق المناسب
٥٨٨	٥-١٢ الأساسات الخاروقية
٥٨٨	١-٥-١٢ مقدمة
٥٨٨	٢-٥-١٢ تصنيف الخوازيق وأنواعها المختلفة
٦١٦	٣-٥-١٢ العوامل التي تؤثر في اختيار نوع الأساسات الخاروقية
٦٢١	٤-٥-١٢ العوامل التي تؤثر وتتحكم في تحديد القطر المناسب للخاروق
٦٢٢	٥-٥-١٢ موجز عام لأنواع الخوازيق بصفة عامة
٦٣٨	٦-٥-١٢ تنفيذ الأساسات الخاروقية
٦٥٠	٧-٥-١٢ الاحتياطات الواجب مراعاتها أثناء تنفيذ الخوازيق
٦٦٥	٨-٥-١٢ تصميم قطاع خاروق مفرد
٦٦٩	٩-٥-١٢ تحديد وتقدير قدرة تحمل الخوازيق

٦٧١	١٠-٥-١٢ طرق حساب قدرة تحمل الخازوق المفرد
٧٠٩	٦-١٢ خطوات تصميم قاعدة أو أساس خازوقى
٧١٠	٧-١٢ قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق
٧١٠	١-٧-١٢ مقدمة
٧١١	٢-٧-١٢ كفاءة مجموعة من الخوازيق
٧١١	٣-٧-١٢ المسافات البينية لخوازيق قاعدة مكونة من مجموعة خوازيق وكيفية ترتيب هذه الخوازيق بالقاعدة
٧١٤	٤-٧-١٢ قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق تتركز على طبقة صخرية
٧١٤	٥-٧-١٢ قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق تخترق تربة غير متماسكة الحبيبات
٧١٤	٦-٧-١٢ قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق تخترق تربة طينية
٧١٦	٧-٧-١٢ قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق معرضة إلى أحمال شد
٧١٨	٨-١٢ المتانة الإنشائية للخوازيق
٧٢١	٩-١٢ مقاومة الخوازيق المحملة بأحمال جانبية أو عرضية
٧٢١	١-٩-١٢ مقدمة
٧٢١	٢-٩-١٢ كيفية تصميم الخوازيق الرأسية المعرضة لأحمال جانبية أو أفقية
٧٢٢	٣-٩-١٢ تعريف معامل رد فعل التربة
٧٢٤	٤-٩-١٢ طريقة تصميم الخوازيق الرأسية المحملة بأحمال جانبية باستخدام طريقة معامل رد فعل التربة الأقصى
٧٢٦	٥-٩-١٢ ملحوظات هامة على الخوازيق المحملة جانبياً
٧٢٩	١٠-١٢ تقدير قيمة أقصى حمل أفقى يتحمله خازوق رأسى مفرد
٧٣٠	١١-١٢ تقدير قيمة الحمل الرأسى الواقع على خازوق ضمن مجموعة خوازيق معرضة إلى حمل مائل غير محورى (لا مركزى)
٧٣١	١٢-١٢ الخوازيق المائلة وكيفية تصميمها
٧٣٣	١٣-١٢ الخوازيق المعرضة إلى أحمال رأسية غير محورية
٧٣٣	١٤-١٢ الخازوق المفرد تحت قاعدة ما
٧٣٤	١٥-١٢ معاملات الأمان فى الأساسات الخازوقية
٧٣٥	١٦-١٢ هبوط الخوازيق
٧٤٠	١٧-١٢ قوى الاحتكاك السلبي بين التربة والخوازيق
٧٤٠	١-١٧-١٢ مقدمة
٧٤٣	٢-١٧-١٢ تقدير قيمة الحمل الإضافى نتيجة للاحتكاك السلبي بين التربة والخوازيق
٧٤٤	١٨-١٢ هامات الخوازيق (الوسائد)
٧٤٤	١-١٨-١٢ مقدمة
٧٤٨	٢-١٨-١٢ طرق تصميم هامات الخوازيق
٧٦٩	٣-١٨-١٢ الوسادة الكابولية
٧٧٢	٤-١٨-١٢ الهامات المشتركة وهامات اللبشة
٧٧٢	٥-١٨-١٢ سمات الهامات
٧٧٤	٦-١٨-١٢ بعض الاعتبارات والمبادئ العامة والتي يجب مراعاتها عند تصميم الأساسات الخازوقية
٧٧٥	٧-١٨-١٢ أمثلة محلولة على الخوازيق
٨٠٩	الفصل الثالث عشر : الحوائط الساتدة
٨٠٩	١-١٣ مقدمة
٨١٠	٢-١٣ التصنيف العام للحوائط الساتدة
٨١٠	١-٢-١٣ الحوائط الساتدة التى تعتمد على الأوزان الرأسية لاتزانها
٨١٢	٢-٢-١٣ أنواع الحوائط الساتدة الخرسانية المسلحة
٨١٦	٣-١٣ الأحمال الواقعة على الحوائط الساتدة
٨٢٤	٤-١٣ القيم التجريبية والعملية الساتدة لأبعاد الحوائط الساتدة
٨٢٨	٥-١٣ اتزان الحوائط

٨٢٨ ١-٥-١٣ مقدمة
٨٢٩ ٢-٥-١٣ متطلبات الإتران الخارجى الكلى
٨٣٢ ٣-٥-١٣ متطلبات الاتزان الإنشائى
٨٣٥ ٦-١٣ ملحوظات هامة عند تصميم وتنفيذ الحوائط الساتدة
٨٣٧ ٧-١٣ خطوات تصميم الحوائط الساتدة الكابولية
٨٣٧ ٨-١٣ تصميم الحوائط الساتدة لمقاومة القوى الدخلية المتولدة فيها (التصميم الإنشائى للحوائط)
٨٤٤ ٩-١٣ الحوائط الساتدة الكابولية ذات الدعام أو السقادات
٨٤٤ ١-٩-١٣ مقدمة
٨٤٤ ٢-٩-١٣ السلوك الإنشائى للعناصر المكونة للحوائط الساتدة ذو الدعام
٨٤٧ ٣-٩-١٣ إتران الحوائط الكابولية ذات الدعام
٨٤٧ ٤-٩-١٢ التصميم الإنشائى للعناصر الإنشائية المكونة للحوائط الكابولية ذات الدعام
٨٥٣ ١٠-١٣ أمثلة محلولة على الحوائط الساتدة
٨٩٦ المرفقات :
٩٥٣ المراجع
٩٥٥ الفهرس

تم بحمد الله

مقدمة عامة للكتاب

* إن تصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية من الموضوعات والعلوم الأساسية التى تخص معظم المهندسين المدنيين وخاصة الإنسانين نظراً لعلاقته بأمان المنشآت التى يتم تنفيذها وتلافى المشكلة التى تؤرق المهنين منهم بتصدع هذه المنشآت. لذلك فإن الهدف الأساسى من هذا الكتاب "دليل المهندس الإنسانى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية" ممثلاً فى جميع أجزائه المختلفة هو إمداد الطالب والمهندس الإنسانى بالمعلومات الشاملة والكافية ذات الصلة بهذا الموضوع، الأمر الذى يتطلب الوقوف على تفاصيل مكونات وعناصر أضلاع المثلث المقلد والتى يعزى إليها انهيار معظم المنشآت الخرسانية المسلحة ممثلة فى الضلع الأول وهو خاص بطبيعة وخواص المواد المكونة للخرسانة المسلحة من زلط ورمل وأسمنت وحديد وماء وخرسانة عادية مع مراقبة ضبط وتأكيد الجودة لمواد وأعمال الخرسانة المسلحة، الضلع الثانى وهو خاص بالسلوك الإنسانى للعناصر الخرسانية المختلفة المكونة للهيكل الإنسانى وطرق التصميم المختلفة لهذه العناصر والمعرضة لأحمال خارجية مختلفة تنتج عنها إجهادات داخلية مختلفة من إجهادات عمودية شد أو ضغط نتيجة لعزوم الانحناء أو قوى عمودية أو إجهادات قاصدة نتيجة لقوى قاصدة أو عزوم لى أو إجهادات مركبة إلخ، مع التفاصيل الخاصة بحديد التسليح ومتطلبات التشغيل حتى يصبح الهيكل الإنسانى آمناً وقادراً على تحمل الأحمال الواقعة والتى سوف تقع عليه مستقبلاً مع توفير معامل أمان كافى لمجابهة الكوارث الطبيعية إلخ وطبقاً للكوود المصرى لتنفيذ وتصميم المنشآت الخرسانية، الضلع الثالث وهو يتعلق بالتنفيذ واشتراطاته حتى يمكن تلافى العيوب التى من المحتمل أن تنشأ نتيجة للقصور فى هذا البند والتى تتسبب فى تشريح الخرسانة وقد حاول الكاتب أن يقوم بتجميع ما هو متاح ونافع لجميع المهندسين الإنسانين من مادة علمية مناسبة وباللغة العربية مع كتابة المصطلحات العلمية باللغة الإنجليزية عن

طريق الترجمة مرة وتبسيط المعلومة مرة أخرى وذلك من موارد عديدة وواسعة وبقدر المستطاع لتكون سهلة فى توصيلها وذلك بالتوضيح عن طريق الرسومات البيانية والأشكال المنشورة فى كتب وأبحاث عالمية ومحلية بجانب أمثلة لمسائل محلولة.

★ تناولت الأجزاء السابقة خواص الخرسانة ومكوناتها وطرق التصميم سواء بطريقة المرونة أو بالتصميم الأقصى والحدى للقطاعات والعناصر والمنشآت الخرسانية المسلحة التى فوق سطح الأرض ممثلة فى الكمرات والبلاطات والأعمدة والحوائط والإطارات وكذلك التصميم اللدن للمنشآت الخرسانية المسلحة الغير محددة إنشائياً.

★ وحيث أن أساسات المنشآت ما هى إلا العناصر الإنشائية التى تحت سطح الأرض والتى تتركز على التربة ويجب أن تكون هذه العناصر آمنة وقادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها حالياً والتى سوف تقع عليها مستقبلاً من جراء أسوأ حالات التحميل الأمر الذى يستلزم ضرورة تقديم عرض شامل لمجال ميكانيكا التربة وعلاقتها بتصميم الأساسات ونوعية هذه الأساسات حتى يصبح المنشأ بكامله آمناً لذلك فإن هذا الجزء التاسع يتضمن هذا الموضوع ويحتوى على ثلاثة أجزاء فى صورة اثنى عشر فصلاً رئيسياً بخلاف الملاحق والمراجع، الجزء الأول وهو من الفصل الأول إلى الخامس وهو يختص لميكانيكا التربة وخواصها أما الجزء الثانى فيختص بالأساسات وتصميمها أما الجزء الثالث فهو يتعلق بالحوائط الساندة وتصميمها.

★ الفصل الأول يختص بعرض لمجال ميكانيكا التربة وهندسة الأساسات شاملاً العلاقة المتبادلة بين دراسة ميكانيكا التربة وتصميم الأساسات للمنشآت مع الإشارة إلى تكوينات التربة فى ج.م.ع، بينما يتضمن الفصل الثانى استكشاف العينات وأنواع هذه العينات والاختبارات الحقلية والمعملية اللازمة على هذه العينات بالإضافة إلى أنواع التربة التى تسبب مشاكل فى البناء عليها.

★ أما الفصل الثالث فيحتوى على الأنظمة المختلفة لتصنيف التربة، فى حين أن الفصل الرابع يتناول الخواص الطبيعية للتربة بالتفصيل من معاملات هذه الخواص وكيفية تحديدها. بينما الخواص الميكانيكية للتربة ممثلة فى توزيع

الإجهادات فى السربة وهبوط التربة ودمكها ومقاومة القص لها وكيفية تعينها والتجارب العملية عليها وكيفية انهيار التربة وجميع ما تعلق بالخواص الميكانيكية للتربة فقد تم سرده فى الفصل الخامس.

★ فى الفصل السادس فقد تناول التعريف بالأساسات والأحمال الواقعة عليها وأسس ومتطلبات الأمان اللازمة لتصميم الأساسات بصفة عامة وكيفية توزيع الضغوط على التربة تحت الأساس وقدرة تحمل الأساسات السطحية.

★ أما الفصل السابع فتناول كيفية تصميم الأساسات السطحية بصفة عامة وذلك بإسهاب شديد فى حين الفصل الثامن قدم عرضاً تفصيلياً لكيفية وطرق تصميم الأساسات الشريطية بصفة عامة والمعرضة لحالات تحميل مختلفة.

★ فى الفصل التاسع فقد تم شرح وتفصيل لتصميم أساسات القواعد المنفصلة بأشكالها المختلفة والمعرضة لحالات تحميل مختلفة، بينما فى الفصل العاشر فتناول تصميم أساسات القواعد المشتركة وذلك بأشكالها المختلفة المربعة أو المستطيلة أو التى على شكل شبه منحرف أو الشريطية أو الكابولية مع التعرض إلى السمات الرابطة بين القواعد.

★ كما وأن تصميم أساسات اللبشة أو الحاصرة بأنواعها المختلفة فقد تم عرضه وتفصيله بالفصل الحادى عشر مع كيفية تشييد وتنفيذ هذا النوع من الأساسات.

★ فى الفصل الثانى عشر فقد تم التعرض إلى الأساسات العميقة ممثلة فى الأساسات الخازوقية من حيث أنواع الخوازيق وكيفية تنفيذها وقدرة تحمل الخوازيق وخطوات تصميم قاعدة أو أساس خازوق مع الإشارة إلى متانة الخوازيق وكيفية تصميم الخوازيق الرأسية والمائلة وهبوط الخوازيق وهامات الخوازيق وطرق تصميم هذه الهامات والوسادة الكابولية وسمات الهامات.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أن الجزء الثالث الذى يتناول الحوائط الساندة بأنواعها وكيفية تصميمها والأحمال الواقعة عليها واتزانها وأمانها فقد تم ذكره بالتفصيل فى الفصل الثالث عشر.

★ مما هو جدير بالذكر فإن هذا الجزء بجانب الشرح العام لما تم ذكره بكل فصل فقد تم إعطاء مجموعة من الأمثلة التوضيحية لبيان أسس التصميم وأساسيات

وخطوات الحل وذلك فى نهاية كل فصل على حدة كما شمل هذا الجزء فى نهايته على مجموعة ملاحق تختص بمنحنيات التصميم الحدى للمقاومة للعناصر الإنشائية المعرضة إلى عزوم انحناء بالإضافة إلى استكشاف وكروكيات توضيح كيفية ترتيب الحديد فى الأساسات.

★ هذا وأقدم شكرى وأمتنانى لجميع أساتذتنا الذين أعطوا علمهم ووهبوا أنفسهم للبحث العلمى عن طريق نشر الكتب الخاصة فى هذا المجال، كما أقدم شكرى إلى عائلتى التى وقفت بجانبى بتشجيعى وتدعيمى لإتمام وإعداد هذه السلسلة من الأجزاء المكونة لهذا الدليل.

★ والله أسأل أن ينفذ هذا الكتاب أولادنا وزملائنا المهندسين المهتمين بهذا المجال وأن يجعله فى ميزان حسناتى إنه قريب مجيب الدعوات.

أسيوط فى مايو ٢٠٠٣

المؤلف

أ.د. عبد الرحمن مجاهد أحمد

أستاذ الهندسة الإنشائية بكلية

الهندسة جامعة أسيوط

الفصل الأول
مجال ميكانيكا التربة
وهندسة الأساسات
SOIL MECHANICS
& FOUNDATION
ENGINEERING

1-1 مقدمة:

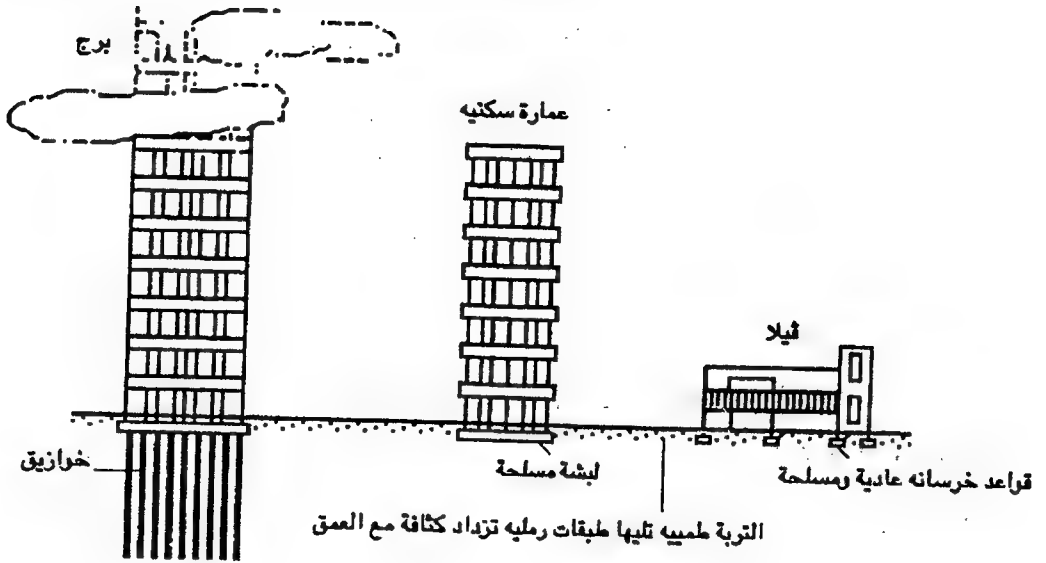
★ إن علم ميكانيكا التربة هو علم تطبيق لقوانين الميكانيكا والهيدروليكا على اتزان وحركة التربة والمياه الجوفية أما علم هندسة الأساسات فهو العلم المتعلق بدراسة اختيار طبيعة ونوع وعمق الأساسات للمنشآت المختلفة بالإضافة إلى تصميمها وصيانتها وذلك من واقع الاحمال الواقعة والتي من المحتمل أن تقع عليها مستقبلاً.

★ وحيث أن تصميم أى نوع مناسب من الأساسات يجب أن يكون آمناً وقادراً على تحمل أسوأ حالات التحميل المعرضة له هذه الأساسات بحيث يظل المنشأ المقام عليها آمناً وذلك بأقل تكلفة ممكنة. ولتحقيق ذلك يجب أولاً دراسة خواص وطبيعة ونوع التربة من جميع نواحيها وبالأخص الخواص ذات الصلة بأمان المنشأ وذلك خلال مرحلة تنفيذه وطوال عمره الافتراضى.

★ ومما هو جدير بالذكر فإن مجال ميكانيكا التربة يشمل العديد من التطبيقات والستى تستوجب ضرورة التعامل واتباع النظريات الخاصة بالتربة ومن هذه التطبيقات الشائعة ما يلى :

١ - الأساسات:

★ كما ذكرنا فإن علم الأساسات هو العلم الذى يتعلق باختيار نوع وعمق وأبعاد الأساس المناسب لكلاً من أحمال المنشأ والتربة الذى سوف يقام عليها المنشأ وذلك بأمان تام سواء للمنشأ نفسه أو المباني المجاورة له مع أقل تكلفة ويبين الشكل (١-١) كروكى لبعض أنواع الأساسات وعمق تأسيسها حسب ثقل المبنى.

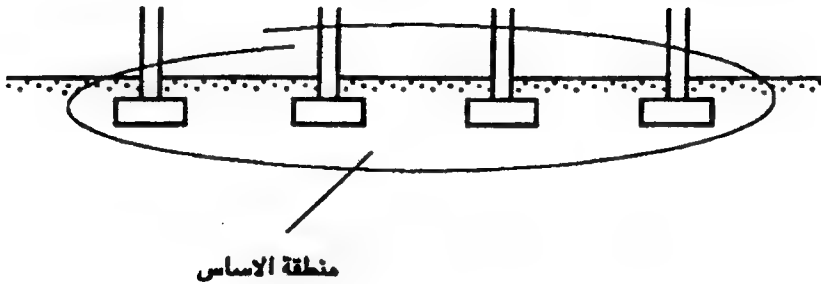


شكل (١-١) اختلاف نوع التأسيس حسب ثقل المبنى

* هذا وتجدر الإشارة إلى أن كلمة "الأساس" تطلق وتعبر عن المنطقة التي

تشمل كل من :

- جزء المبنى الذي ينقل الأحمال التي فوق سطح الأرض إلى التربة.
- منطقة التربة التي تستقبل وتتأثر بهذه الأحمال - أنظر شكل (٢-١).

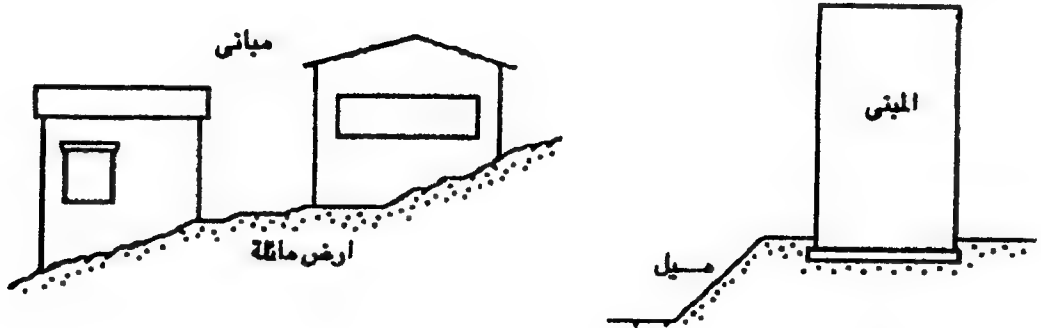


شكل (٢-١) كروكي منطقة الأساس للمنشأ

وفى بعض الأحيان يكون الأساس مكوناً من جزء التربة فقط مثل أساسات الطرق أو المطارات والتى تنقل إليها الأحمال عن طريق حركة العربات واللوريات أو الطائرات عليها.

٢ - الميول وسند جوانب الحفر والحوائط الساندة:

★ فى بعض الأحيان يتم الإنشاء على أرض مائلة (انحدار) وفى هذه الحالة تكون التربة قابلة للانسياب والحركة إلى أسفل وأنها قد تستطيع الاتزان فى الوضع المائل حسب طبيعتها ودرجة تماسكها وحجم حبيباتها فإذا لم تستطع الاتزان فإنه سوف يحدث انهيار للميل وتنزلق كتلة من التربة إلى أسفل مخلقة سطحاً غير منتظم ميله العام تستطيع التربة الاتزان عليها - أنظر شكل (١-٣) الأمر الذى يتطلب ضرورة دراسة خواص واتزان ميول التربة.

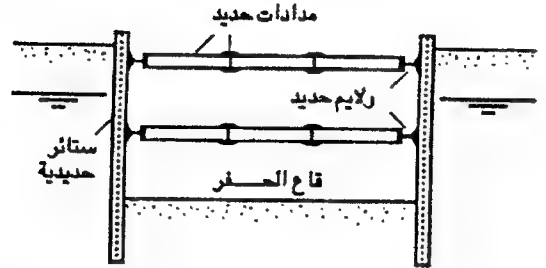
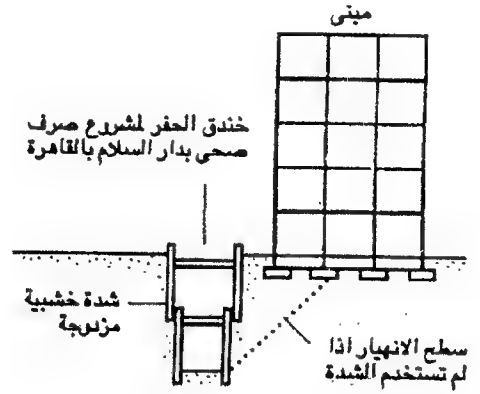


شكل (١-٣)

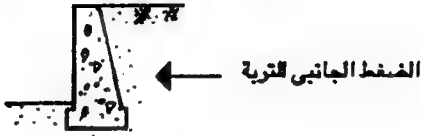
★ كما وأنه يتطلب الأمر فى بعض الحالات ضرورة معرفة خواص التربة لتقدير قيم ضغوطها الجانبية كما هو الحال فى أعمال السندات الجانبية لجوانب حفر خندق لمشروع صرف أو خط مياه أو الحفر لأعماق كبيرة لعدم إمكانية استخدام الحفر المكشوف لأساسات عميقة وكذلك الحال فى استخدام الحوائط الساندة تحت سطح الأرض من المباني أو الخرسانة العادية أو الخرسانة المسلحة لتحمل الضغوط الجانبية من التربة على هذه الحوائط كما هو مبين بالشكل (١-٤).



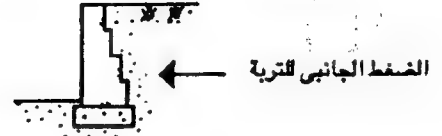
ستاره من الخوازيق الخرسانية المسلحة



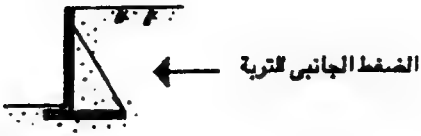
(أ) السدات المؤقتة والدائمة



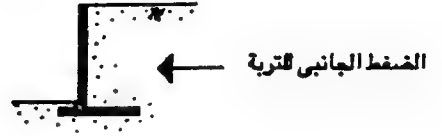
حائط من الخرسانة العادية



حائط من المبانى الطوب



حائط من الخرسانة المسلحة بتقويات



حائط كابولي من الخرسانة المسلحة

(ب) الحوائط السائدة

شكل (١-٤)

٢-١ العلاقة المتبادلة بين دراسة ميكانيكا التربة وتصميم

الأساسات للمنشآت:

* لبيان هذه العلاقة فإنه لتنفيذ أى منشأ ما سواء مبنى سكنى أو إدارى أو طريق أو حائط ساند أو نفق أو الخ فإن ذلك يمر بمراحل ثلاثة:

١- مرحلة الإعداد والتجهيز والدراسات الخاصة بالتخطيط والتصميم المعماري لما هو فوق سطح الأرض من عناصر معمارية.

٢- مرحلة التصميم الإنشائي وإجراء الحسابات الإنشائية لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى لما هو فوق سطح الأرض مع تحديد نوعية وطبيعة واتجاه الأحمال التي سوف تنقل إلى التربة تحت سطح الأرض.

٣- مرحلة دراسة الخواص الطبيعية والميكانيكية للتربة بالموقع وهذه المرحلة تختص بعملية استكشاف لطبيعة التربة بالموقع الذى سوف يقام عليه المنشأ وذلك بتنفيذ جسات واستخراج عينات من طبقات التربة من إجراء بعض التجارب الحقلية بالموقع ثم إجراء الاختبارات والتجارب المعملية على العينات المستخرجة من الجسات بالمعمل وذلك بفرض تحديد خواص وقدرة تحمل طبقات التربة وتحديد نوعيتها ومعاملات التصميم اللازمة لتصميم الأساسات مثل مقاومتها ودرجة إنضغاطها تحت الأحمال وكذلك معامل الاحتكاك بين حبيباتها ومحتوى رطوبتها بجانب التعرف على منسوب المياه الجوفية بالموقع وصولاً إلى اختيار نوع الأساس مع تحديد طبيعة ونوع وعمق التأسيس وجهد التربة الصافي المسموح به عند منسوب التأسيس والاحتياطات الواجب اتباعها لأمان المنشأ أو أية مرافق مجاورة حسب طبيعة المنشأ المراد إنشاؤه وطبيعة وقيمة الأحمال المنقولة من المنشأ إلى التربة.

* هذا وتجدر الإشارة بأن عمل مهندس التربة المختص بدراسة خواص وطبيعة التربة الخ يتطلب دراية وإلمام وذو خبرة بالتاريخ الجيولوجى للمنطقة والتراكيب الجيولوجية بوجه عام.

٤- مرحلة تصميم الأساسات وهى المرحلة التى تختص بوضع واختيار وتحديد الأبعاد المناسبة للأساسات أو زاوية ميل التربة المناسب أو قطاع سندات الحفر أو قطاع وأساسات الحوائط الساندة الخ وذلك بناء على كل من قيمة وطبيعة واتجاه الأحمال السابق تقديرها فى المرحلة الثانية (مرحلة الحسابات الإنشائية للمنشأ فوق سطح الأرض) وعلى قدرة تحمل التربة ومقاومتها السابق تحديدها فى المرحلة الثالثة وهى دراسة خواص وطبيعة التربة بالموقع.

١-٣ أصل تكوينات التربة فى جمهورية مصر العربية:

تتكون التربة فى جمهورية مصر العربية من ثلاثة أنواع رئيسية أصلها إما رواسب نيلية أو تربة عضوية أو تربة صحراوية وفيما يلى موجز لطبيعة هذه التربة حسب هذا التقسيم.

أ (الرواسب النيلية:

- وهى عبارة عن طبقات سطحية رسبها النيل على جانبيه من الطين والطمى أسفلها طبقة طمى أو رمل طينى أسفلها رمل ناعم إلى متوسط وبعض الزلط الرفيع.
- كما توجد الرواسب النيلية فى صورة طبقات رملية صفراء بها كتل متماسكة خشنة.
- كما توجد الرواسب النيلية الساحلية التى رسبها النيل فى البحر وهى من الطين البالغ الدقة كما هو الحال فى بعض مناطق الإسكندرية أو من الطين اللين مثل المتواجد فى مناطق شمال الدلتا وبور سعيد.
- هذا وتوجد بعض الترسيبات الطينية أعلى من مستوى ترسيب النهر على جانبيه كما هو الحال فى أسوان وذلك بسمك كبير نسبياً وهى عبارة عن تربة انتفاشية يزيد حجمها عند تعرضها للمياه، ويقل سمك هذه الترسيبات كلما إتجهنا شمالاً وتختفى تماماً ثم تظهر مرة ثانية فى بنى سويف ومناطق عديدة شرق القاهرة وتصل طاقتها الانتفاشية حداً عالياً فى حى المعادى الجديدة ومدينة العاشر من

رمضان والمناطق العالية عن مستوى سطح البحر فى السويس وأيضاً فى مناطق الطبقات العلوية الواحات الخارجية والداخلية فى الوادى الجديد.

ب (التربة العضوية:

- وهى عبارة عن ترسيب نيلى بحرى مشترك مكون من خليط من الرواسب العضوية مع الطمي أو الطين أو الرمل.
- يتواجد مثل هذا النوع من التربة حول فرعى النيل من المنصورة إلى دمياط ومن دمنهور إلى شرق الإسكندرية وأن سمك هذه الطبقات يتراوح ما بين نصف متر إلى حوالى أربعة أمتار مما يسبب مشاكل للمباني التى أنشئت عليها نظراً لحساسية هذا النوع من التربة للهبوط.

جـ (التربة الصحراوية:

- وهذا النوع من التربة عبارة عن رمال متماسكة فى صورة تتابعات من الطمي والطين بأسماء مختلفة، ويعزى تماسك هذا النوع من التربة إلى وجود مركبات الحديد أو الطمي أو الطين أو المواد الجيرية والدولوميتية.
- مما هو جدير بالذكر فإن بعض أنواع التربة الصخرية انهيارى بطبيعته عند تعرضه للمياه والبعض الأخرى له قابلية الانتفاش.
- هذا وتجدر الإشارة ويجب التنويه إلى أنه من تكوينات التربة الصحراوية أيضاً الطين الجبرى الذى يحتوى على نسبة عالية من كربونات الكالسيوم ويطلق عليه "المارل" مثل غالبية تربة مدينة ١٥ مايو شرق حلوان ومن طبقات هذا النوع من التربة أنه شديد الصلابة مثل الحجر الجبرى وضعيف التأثير بالمياه إذا كانت نسبة كربونات الكالسيوم فيه عالية، ولكنه فى نفس الوقت قابل للتشقق والتغير الحجمى عند تعرضه للمياه إذا كانت نسبة البلورات الطينية فيه عالية وغالباً ما تتخلل طبقات الحجر الجبرى أو المارل طبقات أقل سمكاً من الطين المتحجر.

الفصل الثانى استكشاف الموقع SOIL EXPLORATION

١-٢ مقدمة:

★ عند تصميم أى منشأ وقبل تنفيذ أى مشروع يتطلب الأمر ضرورة عمل استكشاف للموقع وعمل الدراسات اللازمة لتحديد نوعية طبقات التربة بالموقع وخواصها المختلفة بغرض تحديد العمق الصالح للتأسيس وقدرة تحمل التربة وكثير من المعلومات التى تهتم كلاً من المهندس الإنسانى المصمم للمشروع والمقاول الذى سيقوم بالتنفيذ.

★ يعتمد حجم العمل فى استكشاف الموقع على حجم وأهمية المشروع من جهة وعلى حالة الموقع والتربة ومدى التعقيد فى خواص ونوع التربة من جهة أخرى، كما يعتمد أيضاً حجم العمل على الخبرة السابقة لمنشآت مماثلة ومشيدة على تربة مشابهة ومجاورة للمشروع تحت الدراسة. وعليه فإن حجم العمل قد يقتصر على فحص بصرى لعينات تؤخذ من خنادق أو حفر مكشوفة أو من جسات بريمية وذلك فى حالة المنشآت الخفيفة والصغيرة المؤسسة على تربة معروفة الخواص أو سبق التأسيس عليها قبل ذلك، وعلى الجانب الآخر قد يمتد العمل لاستكشاف الموقع ليشمل عمل جسات عميقة ودراسات مستفيضة واختبارات معملية مفصلة وشاملة وذلك فى حالة المنشآت الخاصة وللأبراج والمنشآت الثقيلة الأحمال ولأعمال الحفر العميق كالأنفاق.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى المشروعات الكبرى يجب الرجوع إلى الخرائط الجيولوجية والمساحة الطبوغرافية للموقع بالإضافة إلى جمع البيانات عن أى أعمال حفر سابقة فى المنطقة أو أعمال تنفيذ آبار عميقة أو ترع أو مصارف قديمة قد تم ردمها حيث أن هذه المعلومات والبيانات تساهم فى تحديد أسلوب استكشاف التربة الأمثل والاقتصادى للمشروع المطلوب، أما فى المشروعات الصغيرة يجب ملاحظة المباني القائمة بالمنطقة لمعرفة الأسلوب المتبع فى التأسيس والتكوين السائد للتربة.

٢-٢ العناصر والمعلومات المطلوبة لاستكشاف وفحص الموقع:

إن العناصر والمعلومات المطلوبة عند استكشاف أى موقع تعتمد إلى حد كبير على أهمية المشروع المراد إقامته وعلى أية حال يجب أن يشمل توفير معلومات وبيانات تختص بما يلى :

- ١- معلومات تختص عن نوع الأساس المطلوب للمنشأ هل هو سطحي أو عميق.
- ٢- معلومات تختص بخواص التربة بالموقع تمكن المهندس من تحديد قدرة تحمل التربة أو الأساس.
- ٣- معلومات تختص باستقدير مقدار الهبوط الكلى للأساسات حسب نوعية التربة والأساسات.
- ٤- معلومات تختص بمنسوب المياه الجوفية وتذبذبها.
- ٥- معلومات تختص بكيفية تحديد طريقة الحفر وسند جوانب الحفر وتصميم السندات وطرق نزح المياه بالموقع.
- ٦- معلومات تختص بالمشاكل المحتملة للمنشأ نفسه مثل الهبوط ومدى تأثير ذلك على المباني المجاورة وتشريحها وتصدها.
- ٧- معلومات تختص بمشاكل البيئة المحيطة من حيث تلوثها الخ.

٣-٢ طرق استكشاف وفحص الموقع:

عموماً يتم استكشاف وفحص الموقع بعدة طرق حسب طبيعة المنشأ واتساع الموقع وعمق طبقات التربة ونوع المنشأ وأهميته وخلافه منها :

- ١- حفر الاختبار (الحفر المكشوف).
- ٢- الجسات العميقة.
- ٣- المحسسات.
- ٤- استخدام الوسائل الجيوفيزيائية.
- ٥- تجارب التحميل.

١-٣-٢ حفر الاختبار (الحفر المكشوف):

يتم ذلك بعمل وتنفيذ حفر بأعماق مناسبة عادة فى حدود ٥ - ٨ متر وبقطر حوالى ٨٠ - ١٠٠ سم وذلك لكشف طبقات التربة وذلك بالنسبة للمشروعات الصغيرة

مع استخراج العينات المطلوبة كل واحد متر من الحفر من جوانب الحفر. ويتوقف عمق الحفر الحقيقي على طبيعة التربة ومدى ثبات ميول الحفر وعلى منسوب المياه الجوفية مما يحد من استخدام هذه الطريقة.

٢-٣-٢ الجسات العميقة:

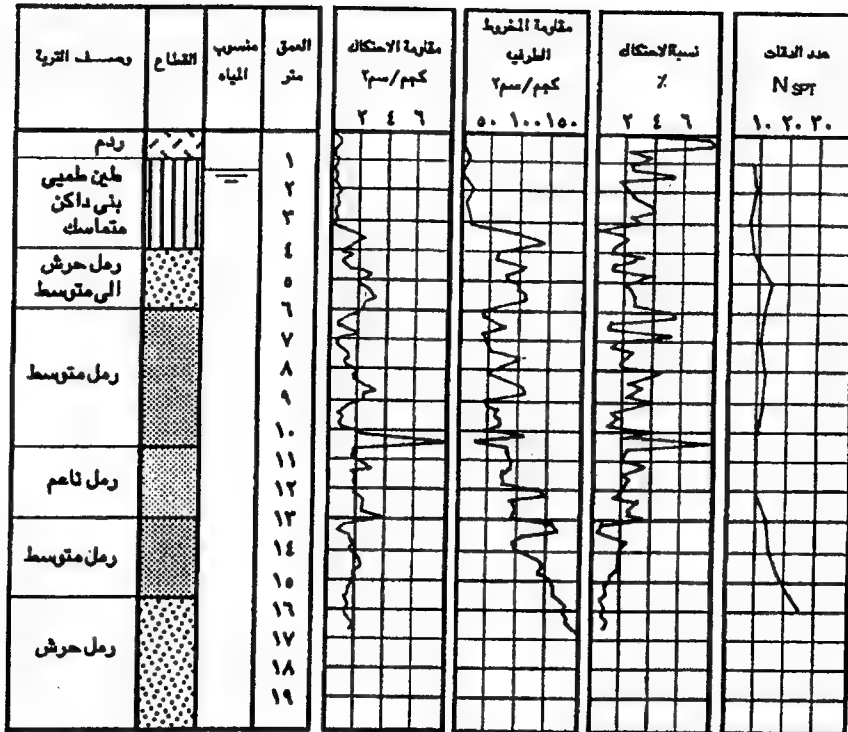
- تعتبر الجسات الطريقة الأكثر انتشاراً لاستكشاف وفحص الموقع وتنفذ يدوياً أو ميكانيكياً على أن تستخرج عينات كل واحد متر وذلك حتى عمق يتراوح ما بين ١٠ - ٢٠ متر وهذه العينات إما بحالتها الطبيعية في صورة اسطوانات يتم تشميعها أو مفككة بواسطة البلف أو البريمة أو ما شابه ذلك وباستخدام أدوات الحفر ومعدات اللازمة لاستخراج العينات من الجسات.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه للأشكال المختلفة من الجس الميكانيكي يتم فحص العينات المقلقلة المستخرجة من الحفر أولاً بأول وتوصف ويسجل الوصف في تقرير يكتب بالحقل يسمى التقرير الحقل.

٢-٣-٣ المحسسات:

- تعتمد طريقة المحسسات في استكشاف وفحص الموقع على دفع أو دق محبس لمسافة معينة في التربة مع قياس المقاومة المصاحبة لذلك مع استمرار الدفع أو الدق حتى العمق المطلوب استكشافه أو حتى تتغلب مقاومة التربة على طاقة الدفع أو الدق، أي تحدث مناعة للتربة.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه لا يمكن استخدام المحسسات وحدها فقط في استكشاف الموقع نظراً لعدم استخراج عينات لتحديد أنواع التربة الرئيسية في الطبقات المختلفة. لذلك من المعتاد تنفيذ جسات لتحديد نوعية طبقات الأرض، مع استخدام المحسسات لمعرفة مدى انتظام هذه الطبقات وتتابعها والتغيرات المفاجئة فيها مع الامتداد الأفقي للأرض.
- توجد أنواع كثيرة من المحسسات تناسب الأنواع المختلفة من التربة المتوقعة أثناء الاستكشاف وفيما يلي بعض هذه الأنواع والاستخدام المناسب لها.

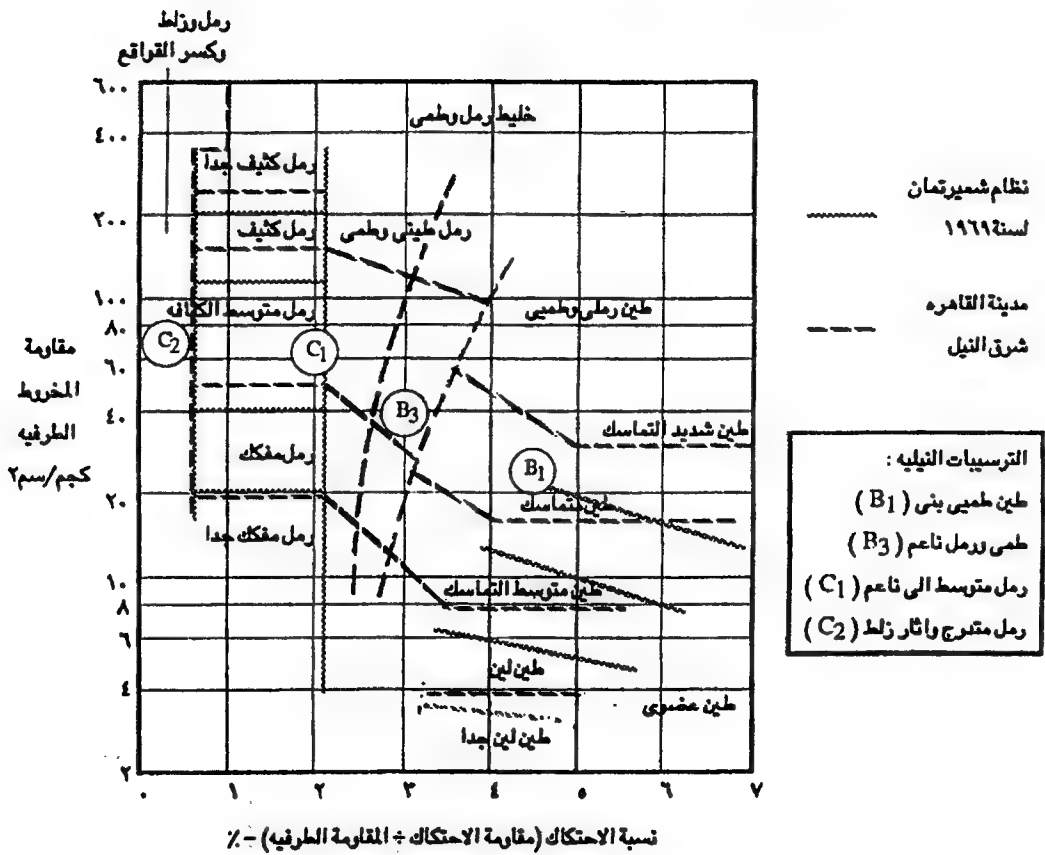
٢-٣-٣-أ المخروط الهولندي (المخروط الإستاتيكي):

- وفى هذه الطريقة يتم الجس بالدفع الهيدروليكي وذلك بواسطة المخروط الهولندي وذلك لقياس مقاومة الاختراق الناشئة من الدفع الرأسى لمخروط مثبت فى نهاية قضبان داخل التربة المراد اختبارها أى أنه بواسطة هذا المخروط يتم تحديد قيمة الجهد الطرفى للمخروط (مقاومة المخروط الطرفية كجم / سم^٢) ومقدار الاحتكاك (مقاومة الاحتكاك كجم / سم^٢). وذلك عند أعماق مختلفة أثناء تنفيذ الجسة.
- يتم رسم نتائج الاختبار ممثلة فى كل من المقاومة لدفع طرف المخروط والاحتكاك والنسبة بينهما والتي تسمى بنسبة الاحتكاك
- $$\left(\frac{\text{مقاومة الاحتكاك}}{\text{المقاومة الطرفية}} \times 100 \right)$$
- ممثلين مع العمق بالمتري وذلك بالكيفية والنموذج المبين بالشكل (٢-١).



شكل (٢-١) نتائج نموذجية لاختبار المخروط الهولندي مع مقارنة نتائج الاختبار القياسى فى جسة مجاورة بدلالة عدد الدقات N

هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يمكن تصنيف التربة بمعلومية نتائج اختبار المخروط الهولندي وذلك من خلال الأنظمة المتبعة في هذا الشأن مثل نظام شميرتان (١٩٦٩) والمعدل ليلام مدينة القاهرة والمبين بالشكل (٢-٢) وذلك عن طريق معرفة كل من نسبة الاحتكاك % ومقاومة المخروط الطرفية (كجم/سم^٢).



شكل (٢-٢) تصنيف التربة حسب نتائج المخروط الهولندي

٢-٣-٣-ب المخروط الديناميكي:

المخروط الديناميكي هو جهاز خفيف صغير الحجم يتكون من رأس مخروطية الشكل من الصلب المقوى بزاوية رأس قدرها ٦٠° وبأبعاد

- قياسية حسب نوع المخروط، وتتصل الرأس المخروطية بمواسير اختراق يتراوح قطرها ما بين ٢٢ مم فى حالة الجس بالمخروط الخفيف الوزن إلى ٣٢ مم فى حالة الجس بالمخروط الثقيل الوزن.
- يتم الدق على المواسير والمخروط بمطرقة (وزنها ١٠ كجم فى حالة المخروط الخفيف، ٥٠ كجم فى حالة المخروط الثقيل) وذلك بدون توقف بمعدل ٢٠ دقة فى الدقيقة وتعد الدقات اللازمة لكى يتحرك المخروط ٢٠ سم داخل التربة وعدد هذه الدقات يعرف بالاختراق الديناميكى (N) ويستمر الدق والقياس لكل ٥٠ سم أو عند حدوث تغير ملحوظ فى الاختراق.
- يتم تسجيل عدد الدقات اللازمة لاختراق ٢٠ سم مع العمق وذلك عند أى تغيير فى مقاومة الاختراق أو كل ٥٠ سم. من شكل المنحنى يمكن تحديد حدود الطبقات وارتفاعها ويستخدم هذا المنحنى فى تحديد أطوال الخوازيق التى تنتهى فى طبقة جامدة.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أن هذا الجهاز استخدم أصلاً لاختبار جودة دمك التربة غير المتماسكة (الرملية) ويستخدم حالياً لتحديد منسوب الطبقات ومقاومتها وكذلك خواص التربة مع العمق عند مكان وموضع الاختبار، كما يستخدم فى تصميم الأساسات الخازوقية وحساب قوى تحمل الأساسات الطمئية.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أن نتائج الاختبار تكون جنباً إلى جنب نتائج جسات يتم تنفيذها بالموقع فيعطى الاختبار فكرة عن مدى انتظام أو اختلاف مقاومة الطبقات.

٢-٣-٣-ج الاختراق القياسى:

- وهذا النوع يعتبر أشهر أنواع المجسات بالدق ويسمى اختبار الاختراق القياسى (Standard Penetration Test) ويرمز له (S.P.T) حيث أنه أكثر التجارب الحقلية استخداماً على الإطلاق وهو فى المقام الأول عبارة عن اختبار

ديناميكي حيث يتم دق الماسورة (الملعقة القياسية) (Standard Sampler) في قاع الجسة بواسطة مندالة وزنها ٦٢,٥ كجم تسقط من ارتفاع حر ٧٦ سم حتى يتم اختراق التربة لمسافة ٣٠ سم عند العمق المراد فحصه.

• ويسمى عدد الدقات (N) اللازم لاختراق مسافة الـ ٣٠ سم بمقاومة الاختراق، هذا بالإضافة إلى أن الملعقة تسمح باستخراج عينات مقلقة للتربة عند العمق المراد فحصه مما ينتج تصنيف التربة.

• هذا ويجرى تصحيح لقيمة (N) في حالة الرمل الرفيع والطمي ولقيم (N) أكبر من ١٥ طبقاً للمعادلة التالية :

$$N_{\text{corrected}} = 15 + \frac{1}{2} (N - 15) \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

حيث (N_{corrected}) هي عدد الدقات المصححة ، (N) عدد الدقات المأخوذة من الاختبار في حالة (N > 15).

• يستخدم عدد الدقات (N) في تقدير الكثافة النسبية وزاوية الاحتكاك الداخلي (φ) للتربة الرملية كذلك في تقدير قيمة الضغط الحر (q_{un}) وقوة تماسك التربة الطينية $\left(C = \frac{q_{un}}{2} \right)$ طبقاً للجداول الخاصة بذلك الآتية جدول (٢-١)، جدول (٢-٢).

جدول (٢-١) تحديد قيمة زاوية القص (الاحتكاك الداخلي φ) والكثافة النسبية للتربة الرملية حسب نتائج اختبار (S.P.T)

عدد الدقات (مقاومة الاختراق) (N)	زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة (φ)	الكثافة النسبية للتربة (D _r)
أقل من ٤,٠٠	أقل من ٢٩	مفك جداً
٤ - ١٠	٢٩ - ٣٠	مفك
١٠ - ٣٠	٣٠ - ٣٦	متوسط الكثافة
٣٠ - ٥٠	٣٦ - ٤١	كثيف
أكبر من ٥٠	أكبر من ٤١	كثيف جداً

جدول (٢-٢) تحديد قيمة الضغط الحر وتصنيف التربة الطينية حسب نتائج اختبار (S.P.T)

تصنيف التربة وقوامها	الضغط الحر (q_{un}) (كجم/سم ^٢)	عدد الدقات (مقاومة الاختراق) (N)
طين لين جداً	أقل من ٠,٢٥	أقل من ٢
طين لين	٠,٢٥ - ٠,٥٠	٢ - ٤
طين متوسط التماسك	٠,٥٠ - ١,٠٠	٤ - ١٠
طين متماسك	١,٠٠ - ٢,٠٠	١٠ - ١٥
طين شديد التماسك	٢,٠٠ - ٤,٠٠	١٥ - ٣٠
طين جامد أو صلد	أكبر من ٤,٠٠	أكبر من ٣٠

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه إذا كانت التربة في موقع تتكون من طبقات رملية فيمكن استخدام نتائج اختبار (S.P.T) التي تجرى في جسة أو مجموعة جسات بالموقع في تحديد الجهد الصافي المسموح به لتأسيس الأساسات الضحلة باعتبار أن هبوط الأساسات سيكون ٢٥ مم كما سوف يرد فيما بعد.

٢-٣-٣-٣ الطرق الجيوفيزيائية في الاستكشاف:

تستخدم هذه الطرق لاستكشاف الموقع في المناطق المفتوحة في المشروعات الكبيرة وهي تنقسم إلى نوعين :

الأول : يسمى المساحة الكهربائية

الثاني : يسمى المساحة السيزمية

i - المساحة الكهربائية:

• كما هو معروف فإن الخواص الكهربائية للمواد المكونة للقشرة الأرضية، سواء أكانت مفككة أو متماسكة تختلف اختلافاً كبيراً وبصفة عامة فإن الصخور فيما عدا الخامات المعدنية الفلزية يتوقف توصيلها الكهربى على عدة عوامل منها حجم الفراغات ونوع الموائع التي توجد بها. وعادة ما تؤثر هذه الاختلافات تأثيراً كبيراً على درجة التوصيل الكهربى لهذه الصخور وبالتالي على مقاومتها

الكهربية. وفى هذه الحالة وبناء على ذلك تسهل عملية الكشف الجيوفيزيقي بالطرق الكهربائية للأغراض الهندسية باستخدام أقطاب صناعية لقياس النشاط الكهربى للأرض.

• من أهم طرق المساحة الكهربائية هى :

أ (طريقة الجهد المتساوى (Equipotential Method)

ب (طريقة المقاومة (Resistivity Method)

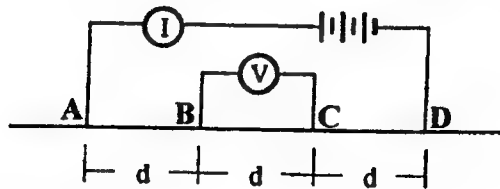
أ (الطريقة الأولى (طريقة الجهد المتساوى):

• حيث فى الطريقة الأولى يمرر تيار كهربى فى التربة خلال قطبين مثبتين بالأرض. فإذا كانت التربة متجانسة يكون توزيع الإجهادات الكهربائية فى التربة حول القطبين متماثلاً، أما إذا احتوى تكوين الأرض على فوالق وتكوينات غير متجانسة فإن توزيع الإجهادات الكهربائية تكون غير منتظمة وبالتالي ينشأ انحراف فى خطوط الجهد المتساوى.

• هذا وتجدر الإشارة إلى أن هذه الطريقة مناسبة جيداً لدراسة التكاوين الجيولوجية التى تفصلها حدود رأسية أو شديد الانحدار وقليل ما تستخدم فى أعمال الهندسة المدنية.

ب (الطريقة الثانية (طريقة المقاومة):

• وهذه الطريقة تسمى طريقة (فينر) حيث توضع أربعة أقطاب على مسافات متساوية (d) ويمرر تيار كهربى بين القطبين الخارجيين (I) ويقاس فرق الجهد الكهربى بين القطبين الداخليين (V) - شكل (٣-٢).



شكل (٣-٢) كيفية قياس المقاومة الكهربائية للتربة

ويقاس فى هذه الحالة مقدار المقاومة النوعية للتربة من القانون والمعادلة التالية :

$$R = \frac{2 \pi d V}{I} \quad \text{ohm.cm (أوم.سم)} \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

حيث (R) : مقدار المقاومة النوعية بالأوم لكل وحدة المسافات (سم) (أوم.سم)
 (d) : المسافة بالسـم بين الأقطاب الأربعة المتساوية (D, C, B, A)
 (V) : الفرق فى الجهد بالفولت بين الأقطاب المتوسطة الداخلية (B)، (C)
 (I) : شدة التيار بالأمبير المار بين الأقطاب البعيدة (A) ، (D)
 (π) : النسبة التقريبية (3.14)

وحيث أن المقاومة الكهربائية $\frac{V}{I} = (R')$ (قانون أوم)

$$\therefore R' = \frac{R}{2 \pi d} \quad * \quad \text{أوم (ohm)} \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

• وتستخدم نتائج اختبار هذه الطريقة فى مجال الهندسة المدنية على نطاق واسع وبنجاح كبير فى المساعدة على حل كثير من المشكلات الهندسية مثل تعيين عمق الصخور الصلبة وكشف الجيوب الرملية والزلطية فى تكوينات التربة الناعمة وكذلك فى كشف التراكيب الجيولوجية تحت سطح الأرض والتي قد تؤثر لدرجة كبيرة على تصميم وتنفيذ المنشآت الهندسية الكبيرة كالسدود والخزانات وتقسيم الطبقات تحت السطحية من الناحية الهندسية إلى تربة وصخور مفككة أو مهشمة وصخور صلبة الخ.

• ويوضح الجدول (٢-٣) التالى قيم نموذجية للمقاومة الكهربائية النوعية لبعض أنواع التربة والصخور بصفة عامة.

جدول (٢-٣) قيم نموذجية للمقاومة الكهربائية للتربة والصخور (R)

نوع التربة	المقاومة الكهربائية (أوم.متر) (R)
رمل	٥٠٠ - ١٥٠٠
طمي وطين مشبع	صفر - ١٠٠
رمل طيني	٢٠٠ - ٥٠٠
زلط	١٥٠٠ - ٤٠٠٠
صخر ضعيف	١٥٠٠ - ٢٥٠٠
صخر صلد	أكبر من ٥٠٠٠

ii - المساحة السيزمية:

• كما هو معروف فإن خواص المرونة للصخور المكونة للقشرة الأرضية تختلف اختلافاً كبيراً وللوقوف والكشف على مدى التباين والاختلاف في هذه الخواص المرنة فإنه يتم ذلك باستخدام الطرق السيزمية.

• ينشأ عن الاختلافات في معاملات المرونة للطبقات الصخرية انعكاسات وانكسارات للموجات السيزمية تشبه لدرجة كبيرة إنعكاس وانكسار الأشعة الضوئية عند مرورها خلال مواد مختلفة التركيب. وتستخدم أجهزة خاصة لقياس وتسجيل سرعة انتقال الموجات السيزمية في المواد الأرضية سواء كانت تربة مفككة أو صخور صلبة. ويمكن من قياس سرعة هذه الموجات استنتاج عمق ونوع وتوزيع وتراكيب الصخور تحت السطحية.

• يستخدم في الكشف السيزمي طريقتان هما :

i - طريقة الانعكاس ii - طريقة الانكسار

أ) طريقة الانعكاس:

تستخدم هذه الطريقة في حالة استكشاف الطبقات التي يزيد عمقها عن ٣٠٠ م تحت سطح الأرض وهي أكثر استخداماً في عمليات البحث عن البترول.

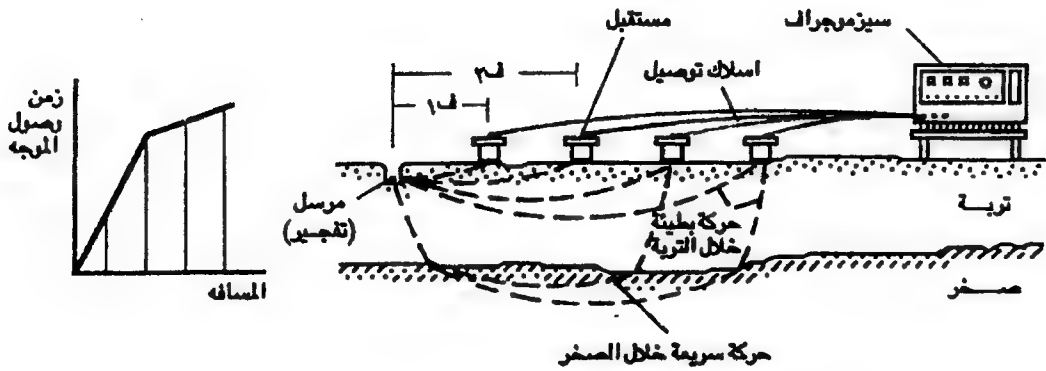
ب) طريقة الانكسار:

• تستخدم هذه الطريقة لاستكشاف الصخور التي توجد على أعماق قليلة ولهذا فإنها تعتبر من الناحية الهندسية وسيلة هامة لاستكشاف مواقع المشروعات الهندسية.

• تعتمد هذه الطريقة على تفجير كبسولة أو شحنة صغيرة من الديناميت على السطح أو بالقرب منه تسمى (نقطة التفجير) وتتطلق من نقطة التفجير هذه موجات سيزمية مرنة إلى الخارج في جميع الاتجاهات وتنتشر في طبقات التربة - يتم تسجيل الموجات المرتدة بواسطة أجهزة خاصة تسمى سيزومترات (كاشفات) موضوعة على مسافات متساوية على نفس خط التفجير وتكبر هذه

الموجات ثم تسجل فوتوغرافياً على فيلم متحرك مع تسجيل الفترات الزمنية على شريط بخطوط تبين الزمن بواسطة جهاز كهربى يحتوى على شوكة رنانة.

• ويبين الشكل (٢-٤) إحدى طرق المساحة السيزمية عن طريقة إحداث صدمة بواسطة مرسل مع قياس زمن وصول الموجة الناشئة عن الصدمة بواسطة مستقبل. وبتحريك المستقبل لمسافات متساوية البعد يزيد زمن وصول الموجة بانتظام، إلا إذا وصلت الموجة بعد تخالفا لطبقة مختلفة فيختلف زمن وصول الموجة ويظهر ذلك فى انكسار الخط الذى يمثل العلاقة بين المسافة وزمن وصول الموجة كما هو مبين بالشكل (٢-٤) وبذلك يمكن بالتحليل العددي للعلاقة المبينة معرفة عمق الطبقات ومدى انتظامها.



شكل (٢-٤) طريقة قياس زمن وصول الموجات لمعرفة طبقات الأرض

ملحوظة:

لمزيد من التفاصيل يتم الرجوع إلى الكود المصرى لميكانيكا التربة والأساسات.

٢-٤ طرق الفحص بمناطق التعمير الجديدة:

إذا كان الموقع فى منطقة تعمير جديدة بحيث لا يوجد خبرة كافية اكتسبت من دراسة منشآت سابقة. فمن المفيد دراسة الموقع جيولوجياً لمعرفة تكوين التربة واحتمالات وجود طبقات متداخلة من الرمال أو الطين أو الطين.

٥-٢ طرق الفحص بالمناطق المأهولة بالسكان:

- ★ يجوز في هذه الحالة الاستفادة من الدراسات السابقة والجسات التي تكون قد أجريت في هذه المناطق ومن دراسة سلوك المباني المحيطة بالموقع أو على مقربة منه حتى يمكن تحديد طبيعة التربة وتقرير مدى التجاوب بين المنشأ والتربة، ويمكن التأكد من هذه المعلومات بعمل جسات تأكيدية جديدة بالموقع.
- ★ هذا ولا بد من الإلمام إلماماً كافياً بتاريخ الموقع من حيث استخداماته السابقة واحتمال وجود بقايا مباني قديمة على أعماق كبيرة من السطح أو أساسات قديمة أزيلت وردمت مواقعها أو احتمال وجود ترع قديمة مردوفة أو مقابر أو خلافه.

٦-٢ توزيع واختيار أماكن الجسات وعددها:

- ★ يتوقف عدد الجسات وتوزيعها والمسافة بين هذه الجسات على المساحة التي سيقام عليها المنشأ وعلى أهمية المنشأ ونوع المنشأ وكذلك الغرض من الدراسة.
- ★ يبين الجدول (٤-٢) متطلبات تحديد عدد الجسات بالمواقع المختلفة حيث يمكن الاستعانة بهذا الجدول كمرشد عام لاختيار عدد الجسات مع ضرورة الحرص في اختيار وتحديد أماكن الجسات.

٧-٢ أعماق الجسات:

- ★ تتوقف أعماق الجسات على حجم ونوع المنشأ المطلوب دراسته وكذلك على الأحمال الواقعة على الأساسات وطبيعة هذه الأحمال بالإضافة إلى كيفية تتابع الطبقات الموجودة بكل موقع على حدة وخواص التربة في هذه الطبقات.
- ★ يبين الجدول (٥-٢) متطلبات تحديد أعماق الجسات حيث يمكن الاستعانة بهذا الجدول للاسترشاد.

جدول (٢-٤) متطلبات تحديد عدد الجسات بالمواقع المختلفة طبقاً للكود المصرى

مناطق البحث	تخطيط الجسات
المواقع العمرانية الجديدة	تخطط الجسات المبدئية فى المناطق الغير مستوية بحيث تبعد عن بعضها مسافات بين ٦٠ و ١٥٠ متر ويجب أن تكون المساحة المحصورة بين أى أربعة جسات حوالى ١٠% من المساحة الكلية وفى حالة الأبحاث التفصيلية يزداد عدد الجسات للحصول على قطاعات جيولوجية دقيقة أما فى المناطق المستوية أو ذات الميل البسيط فيمكن توزيع الجسات على شبكة من ٣٠٠ × ٣٠٠ متر إلى ٤٠٠ × ٤٠٠ متر.
المواقع المحتوية على طبقات رخوة قابلة للإبضاغ	المسافة بين الجسات من ٣٠ إلى ٦٠ متر عند أماكن المنشآت المحتملة وتضاف جسات عند المنشآت بعد تحديد أماكن هذه المنشآت.
المنشآت الكبرى وذات الأساسات السطحية المتقاربة	يتم اختيار الجسات بحيث تبعد عن بعضها من ١٥ إلى ٢٠ متر فى كلا الاتجاهين وبحيث يمكن تحديد قطاع جيولوجى دقيق على مسار أساسات المنشأ.
المنشآت الخفيفة وذات المساحات الكبيرة مثل المخازن	يتم اختيار أربع جسات على الأقل عند أركان المنشآت بالإضافة إلى جسات داخلية عند أماكن الأساسات المحتملة وبحيث تكون كافية لتحديد قطاع التربة. بحيث لا تقل عدد الجسات عن جسة لكل ١٠٠٠ متر مسطح.
السدود وخزانات المياه	يتم اختيار الجسات بحيث تكون المسافة بينها فى حدود من ٦٠ إلى ١٠٠ متر فى مناطق الأساسات وتقل المسافة بين الجسات عند خط منتصف المنشأ وتصبح حوالى ٣٠ متر، وتوزع الجسات عند مناطق التحميل والدعامات ومخارج المياه.
الحد الأدنى للجسات	يمكن عمل جسة كل ٣٠٠ متر مسطح بحيث لا تقل عن جستين لكل موقع.

جدول (٢-٥) متطلبات تحديد أعماق الجسات طبقاً للكود المصرى

مناطق البحث	أعماق الجسات
المنشآت الكبرى و ذات الأساسات السطحية المتقاربة	تحدد أعماق الجسات بحيث تصل إلى العمق الذى يصبح عنده الزيادة فى الإجهاد الرأسى الناتج من المنشآت أقل من ١٠% من وزن عمود التربة المؤثر. وعموماً فلا بد من ألا يقل عمق الجسات عن ١٠ متر إلا فى حالة ظهور الصخر على أعماق سطحية وضمان استمراره.
الأساسات المنفصلة	تحدد أعماق الجسات بحيث تمتد أعماق تلك الجسات إلى أن يقل الإجهاد الرأسى داخل التربة عن ١٠% من قيمة إجهاد التأسيس. ويجب ألا يقل أعماق الجسات عن ١٠ متر من أقل منسوب بالموقع إلا إذا ظهرت طبقات صخرية عند أعماق سطحية فيتم النزول فى طبقات الصخر المتجانسة لعمق ٣ متر مع ضرورة التأكد من وجود فجوات أو تشققات داخل هذه الطبقات الصخرية من عدمه.
الحوائط الطولية والأرصعة	يتم تعميق الجسات من ٠,٧٥ إلى ١,٥ مرة الارتفاع الحر من الحائط أعمق من منسوب الأرض أمام الحائط وعندما تدل طبقات التربة على ضرورة دراسة الاتزان العميق فلا بد من الوصول ببعض الجسات إلى الطبقات اللازمة لإتمام الدراسة.
دراسة اتزان الميول	لا بد من النزول بأعماق الجسات إلى مستوى أقل من مستوى سطح الانهيار المحتمل وحتى الوصول إلى الطبقات الصلبة أو الوصول إلى الأعماق التى لا يمكن حدوث انهيار عندها.
الحفر العميق	يجب النزول بالجسات إلى عمق (٣/٤ ← ١) إلى مرة عرض الحفر المسنود أو المفتوح وفى حالة إذا ما كان قاع الحفر أعلى من منسوب المياه الأرضية وفى تربة مستنزنة فيمكن الوصول بأعماق الجسات من ١,٥ إلى ٢,٥ متر أعمق من منسوب قاع الحفرة على الأقل. وفى حالة إذا ما كان منسوب قاع الحفر أوطى من منسوب المياه الأرضية فلا بد من الوصول إلى نهاية الطبقات المنفذة للماء.
الجسور	يجب تحديد أعماق الجسات بحيث تزيد من نصف إلى مرة وربع الطول الأفقى لأسطح الميول فى الطبقات المتجانسة. وفى حالة ظهور الطبقات الرخوة فلا بد من الوصول إلى الطبقات الصلبة.
السدود وخزانات المياه	يجب الوصول بأعماق الجسات إلى نصف عرض قاع السدود الترابية أو من مرة إلى مرة ونصف ارتفاع السدود الخرسانية فى الطبقات المتجانسة. ويمكن إنهاء الجسات بعد اختراق الطبقات الغير منفذة للماء مسافة من ٣ إلى ٦ متر إذا استمرت هذه الطبقات بأعماق كبيرة.

ملحوظات هامة على تحديد عدد وأعماق الجسات:

- i- لا بد من النزول بالجسات لأعماق تزيد عن أعماق الطبقات غير الصالحة للتأسيس مثل طبقات الردم غير المنضغطة أو المواد العضوية أو المواد الرخوة أو الرمال المفككة، وحتى تصل الجسات بأعماقها إلى الطبقات التي تتحمل الإجهادات المناسبة والتي لا يسبب تضاعفها أية مشكلات هندسية أو إنشائية.
- ii- من الضروري النزول بالجسات إلى الأعماق التي يصبح عندها الإجهاد الناتج من المنشآت صغير للدرجة التي لا يحدث انضغاط أو هبوط ملحوظ للمنشأ وذلك إذا كانت التربة المتضاعفة تبدأ من السطح.
- iii- فى حالة الوصول للطبقات الصخرية فيلزم النزول بجسة أو جستين إلى مسافة ١,٥ متر فى الصخر الجيد على الأقل.
- iv- فى مناطق الحجر الجيري المحتوية على شقوق أو قنوات فلا بد من زيادة الجسات مع بحث مدى تخلل تلك الشقوق أو القنوات.
- v- فى المناطق الغير معروف طبيعتها مسبقاً فلا بد من الوصول بجسة واحدة على الأقل إلى عمق كبير بحيث يتم اختراق الطبقة اللازمة للدراسة والتأكد من عدم وجود أية ظروف غير عادية على أعماق كبيرة.
- vi- يجب أخذ عينات كل ١,٥ متر على الأكثر أو عند تغيير طبقات التربة ويكون عدد العينات الغير مقلقلة فى حدود ١٠% من عدد العينات أو طبقاً لعدد الطبقات المختلفة فى الجسة.
- vii- فى حالة الأساسات الخازوقية من المفضل أن يستمر الفحص فى عدد من النقاط حتى عمق لا يقل عن ١٠ م أسفل كعوب الخوازيق على أنه فى المباني العالية فلا بد من تعميق جسة واحدة على الأقل حتى عمق ٢٠ - ٣٠ متر أسفل قاع الخوازيق.

٢-٨ عينات التربة المستخرجة من الجسات:

تنقسم عينات التربة المستخرجة من الجسات لزوم فحصها واختبارها وتصنيف التربة عليها إلى نوعين رئيسيين هما :

- ١- عينات تمثل التربة بحالتها الطبيعية (عينات غير مقلقة).
- ٢- عينات تمثل التربة بغير حالتها الطبيعية (عينات مقلقة).

٢-٨-١ العينات الغير مقلقة:

٢-٨-١-أ في حالة التربة الطينية والتماسكة:

• يمكن استخراج هذا النوع من العينات عموماً من التربة الطينية (أو المختاطة بالطمى أو الرمل) سواء من حفر الكشف أو من الجسات. وفي هذه الحالة يجب أن تكون العينة بحجم كافى لإجراء كل التجارب المعملية عليها ويلزم الحرص فى استخراج العينة من الأنبوبة (فى حالة الجسات) وفى نقلها حتى تحتفظ بحالتها الطبيعية بقدر الإمكان، ومن الضروري أن تحتفظ العينة بنسبة المياه الطبيعية فيها إذ أن هذا النسبة لها أثر كبير فى تقدير خواص التربة الطينية فى الإنضغاط والتصلب والقص.

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه إذا ما كانت التربة الطينية من النوع شديد الحساسية أو كانت بالغة اللينة فلا يمكن عملياً استخراج عينات بحالتها الطبيعية وبالأخص من الأعماق الكبيرة نسبياً، ولتقدير الخواص الميكانيكية لهذه التربة (كالقص مثلاً) يجوز استخدام التجارب التى تجرى فى الموقع كتجربة المروحة (Vane Test) أو تجارب الاختراق.

٢-٨-١-ب في حالة التربة الرملية:

• إذا كان الفحص أعلى من مستوى المياه الجوفية أمكن استخراج عينات بحالتها الطبيعية إذا استعملت حفر مكشوفة.

• هذا ولا يمكن استخراج مثل هذه النوعية من التربة من منسوب أسفل مستوى المياه الجوفية.

• ولمعرفة الخواص الميكانيكية لمثل هذه الطبقات الرملية يستحسن عمل تجارب الاختراق العميق وهى تغنى فى أغلب الأحيان عن استخراج عينات بحالتها الطبيعية.

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه عند أخذ عينات بحالتها الطبيعية يجب ترقيمتها وتحديد أعماقها بكل دقة مع ذكر وصف تقريبي لها من واقع الفحص البصرى قبل تغليفها بطبقة سميكة من الشمع وذلك لحين إجراء التجارب المعملية عليها.

٢-٨-٢ العينات المقلقة:

تستخرج هذه العينات من حفر الكشف أو من داخل ماسورة الجس بواسطة بريمة أو بلف أو غير ذلك وتستخدم هذه العينات فى الفحص البصرى للتربة أو لإجراء بعض التجارب المعملية عليها (حدود أتربرج) أو نسبة المياه فى حالة التربة الطينية أو لتقدير التدرج الحبيبي للتربة الرملية أو لقياس الكثافة أو الوزن النوعى.

٩-٢ الاختبارات المعملية:

إن الاختبارات المعملية التى يجب إجراؤها على العينات المستخرجة تتوقف على طبيعة ونوع التربة المستخرجة وأهم هذه الاختبارات هى :

١-٩-٢ فى حالة التربة الطينية:

- ١- تحديد نسبة المياه الطبيعية بالتربة.
- ٢- تعيين حدود أتربرج وعلى وجه الخصوص حد السيولة وحد اللدونة.
- ٣- اختبار القص أو اختبار الضغط الحر (غير المحاط) تبعاً لطبيعة المنشأ.
- ٤- اختبار التصلب (الإنضغاط).

٢-٩-٢ فى حالة التربة الرملية:

- ١- إيجاد التدرج الحبيبي.
- ٢- تحديد الكثافة النسبية.
- ٣- تحديد زاوية الاحتكاك الطبيعى.

١٠-٢ الاختبارات الحقلية أو الميدانية:

من أهم هذه التجارب ما يلى :

- ١- تجربة القص بالمروحة وتستعمل فى حالة التربة المتماسكة.
- ٢- تجارب الاختراق الإستاتيكي والديناميكي بالمخروط.
- ٣- تجربة الاختراق القياسية.
- ٤- تجارب التحميل وتختلف طرق إجرائها وفقاً لنوع الأساس المقترح وطبيعة التربة.

١١-٣ طبقات التأسيس:

١-١١-٢ ملخص لأنواع التربة:

أ) تربة مفتتة:

ويقصد بها تلك المواد المفتتة من سطح القشرة الأرضية، وهى إما أن تكون متماسكة أو غير متماسكة ويمكن تقسيمها إلى الأنواع التالية :

- تربة طبيعية التكوين:

- ١- ركام.
- ٢- تربة غير متماسكة.
- ٣- تربة متماسكة.
- ٤- تربة عسوية.

- تربة صناعية التكوين:

وهى الردم.

ب) تربة غير مفتتة:

وهى الصخور ذات التكوين الصلب المستمر.

٢-١١-٢ الركام:

وهو أجزاء انفصلت من الصخر الأصلى ونقلت من مكانها بواسطة عوامل التعرية المختلفة لتكون جزءاً من القشرة الأرضية فى الموقع الذى استقرت فيه وهو إما أن يكون مختلطاً ببقية أنواع التربة الأثقل حجماً أو يغطى بمفرده بعض المواقع مثل سفوح الجبال. وتتراوح أبعاده بين ١٦ سم و ٢٠ سم وتسمى الأحجار التى أبعادها من ٢٠ سم رجاما أو جلمودا.

٢-١١-٣ التربة غير المتماسكة:

٢-١١-٣-١ مقدمة:

• وهى تشمل الزلط والرمل أو أى خليط منهما، ولا يوجد بين حبيبات هذه التربة أى تماسك إلا فى ظروف خاصة ووقتية، وحتى فى مثل هذه الظروف لا يجوز الاعتماد على مثل هذا التماسك فى مقاومة هذه التربة إذ أن الأصل فى مقاومة هذا النوع من التربة يرجع إلى الاحتكاك الداخلى بين الحبيبات. وخصائص هذه التربة فى مقاومة القص أو التصلد ترتبط ارتباطاً وثيقاً بكثافتها أو بمعنى آخر بنسبة الفراغات الموجودة بين الحبيبات، وتتراوح زاوية الاحتكاك الداخلى غالباً بين ٢٩ ، ٤٦ تبعاً لمقدار المسامية التى يتراوح بين ٤٦% و ٣٠ %، وتتراوح كثافة هذه التربة وهى فى حالتها الطبيعية بين ١,٤٥ طن/م³ و ١,٩٠ طن/م³.

• وتقسم مكونات هذه التربة تبعاً للقطر التقريبى لحبيباتها على الوجه التالى:

(أ) الزلط :

- زلط حرش من ٦٠ مم إلى ٢٠ مم.
- زلط متوسط من ٢٠ مم إلى ٦ مم.
- زلط ناعم من ٦ مم إلى ٢ مم.

(ب) الرمل :

- رمل حرش من ٢ مم إلى ٠,٦ مم.
- رمل متوسط من ٠,٦ مم إلى ٠,٢ مم.
- رمل ناعم من ٠,٢ مم إلى ٠,٠٦ مم.

• وقد اتبع فى هذا التقسيم التدرج فى أبعاد الحبيبات حتى الحد الأدنى وهو الرمل الناعم الذى يمكن تمييز حبيباته بالعين المجردة - أما التربة التى تقل حبيباتها عن حد التمييز بالعين المجردة، فهى التربة دقيقة الحبيبات وهى فى الأغلب تربة متماسكة كما سيأتى فيما بعد.

٢-١١-٣ أنواع التربة غير المتماسكة من حيث قدرتها على مقاومة أحمال الأساسات:

يمكن تقسيمها من هذه الناحية على الوجه التالي :

(أ) رمل كثيف في حالته الطبيعية (متدرج الحبيبات) أو رمل كثيف مختلط بالزلط:

ويتوفر في هذا النوع الخواص التالية :

- مقاومة اختراق عالية (سواء الاختراق الديناميكي أو الإستاتيكي).
- قدرة تحمل عالية مع هبوط بسيط (طالما كان محتفظاً بكثافته العالية التي قد تتأثر بتحركات التربة الجانبية نتيجة لأعمال الحفر أو خلخلة التربة أثر سحب تصرفات عالية من المياه الجوفية بسرعة كبيرة).
- كثافة جافة من ١,٧٥ إلى ١,٩ طن للمتر المكعب.
- زاوية احتكاك داخلي من ٤٠ إلى ٤٦.

(ب) رمل قليل الكثافة في حالته الطبيعية أو رمل قليل الكثافة مختلط بالزلط:

ويتوفر في هذا النوع الخواص التالية :

- مقاومة اختراق متوسطة أو أقل من المتوسط.
- قدرة تحمل متوسطة، ويحتمل في هذه الحالة الهبوط تحت تأثير أحمال الأساس إذا قلت الكثافة. ويمكن تقدير الهبوط من نتائج تجارب التحميل.
- كثافة جافة من ١,٦٠ إلى ١,٧٥ طن للمتر المكعب.
- زاوية احتكاك داخلي من ٣٥ إلى ٤٠.

(ج) رمل كثيف في حالته الطبيعية منتظم الحبيبات:

ويتوفر في هذا النوع الخواص التالية :

- مقاومة اختراق بين متوسطة وعالية.
- قدرة تحمل متوسطة مع هبوط بسيط ما لم تتخلخل التربة نتيجة لسحب المياه الجوفية بسرعة عالية وبالأخص في الرمل الناعم.

- كثافة جافة من ١,٦٠ إلى ١,٧٥ طن للمتر المكعب.
- زاوية احتكاك داخلي من ٣٥ إلى ٤٠.

(د) رمل قليل الكثافة في حالته الطبيعية منتظم الحبيبات:

- ويتوفر في هذا النوع الخواص التالية :
- مقاومة اختراق ضئيلة.
- قدرة تحمل ضئيلة مع هبوط كبير، وتتأثر كل من قدرة التحمل والهبوط بتحركات التربة الجانبية نتيجة لأعمال الحفر وخلخلة التربة والاهتزازات، ولا ينصح في هذه الحالة بالتأسيس على قواعد منعزلة حتى ولو منع تحرك التربة جانبياً (بدق ستائر لوحية حول الموقع مثلاً) بل ينصح باستعمال أساس منبسط (لبشة).

- كثافة جافة من ١,٤٥ إلى ١,٦٠ طن للمتر المكعب.
- زاوية احتكاك داخلي من ٣٠ إلى ٣٢.

وإذا قلت الكثافة الجافة عن ١,٤٥ طن للمتر المكعب يلزم دمك هذه التربة، وعندئذ يمكن التأسيس عليها سواء بالقواعد المنعزلة أو باللبشة، إذ تزيد كثافتها في هذه الحالة إلى الحد الذي يسمح بذلك.

وعلى سبيل الاسترشاد يبين جدول (٢-٦) الكثافة لكافة أنواع الرمال حسب عدد الدقات لجهاز الاختراق القياسي الديناميكي.

جدول (٢-٦) - كثافة الرمل (وفقاً لنتائج جهاز الاختراق القياسي الديناميكي)

عدد الدقات	الكثافة
لغاية ٤	رمل سائب جداً
أكثر من ٤ إلى ١٠	رمل سائب
أكثر من ١٠ إلى ٢٠	رمل متوسط
أكثر من ٢٠ إلى ٥٠	رمل كثيف
أكثر من ٥٠	رمل كثيف جداً

٢-١١-٤ التربة المتماسكة:

★ يقل قطر حبيبات هذه التربة عن ٠,٠٦ مم ولا يمكن رؤية هذه الحبيبات بالعين المجردة. وتقل النفاذية كثيراً في هذا النوع من التربة عنها في التربة غير المتماسكة في حالة التشبع بالمياه، وتتعرض التربة للهبوط البطيء إذا تعرضت لإجهادات في حدود قدرتها. ويتوقف معدل الهبوط والزمن الذي يستغرقه لكي تستقر التربة عند هبوط معين على معامل النفاذية وتخانة الطبقة وظروف صرفها بالإضافة إلى التكوين المعدني لحبيبات التربة.

★ ويمكن تقسيم هذا النوع من التربة على الوجه التالي :

(أ) الطمي:

تربة تتراوح أبعاد حبيباتها بين ٠,٠٦ مم ، ٠,٠٠٢ مم وتقل أو تنعدم فيها خاصية اللدونة، كما يسهل تفتيتها باليد في حالة الجفاف، وإذا حركت كرة من الطمي المشبع بالماء حركة سريعة في راحة اليد ظهر الماء على سطحها، وإذا تعرضت بعد لأي ضغط خارجي بسيط اختفى الماء من السطح. وإذا دمكت بأصابع اليد فإن المتخلف على الأصابع لا يكاد يذكر. وغالباً ما يكون الطمي مختلطاً بنسبة من الرمال، وتوجد طبقات من الطمي الخالص أغلبها سوداء وقد تكون بنية اللون.

(ب) الطفلة:

تربة من الطمي المختلط بنسبة من الرمل مع نسبة أخرى من الجير - وهي شديدة التماسك في حالة الجفاف سريعة التفكك إذا لامست الماء.

(ج) الطين:

تربة تقل أبعاد حبيباتها عن ٠,٠٠٢ ملليمتر وهذه الحبيبات في الغالب عبارة عن رقائق دقيقة. وفي حالة وجود الماء تتولد قوى تجاذب بين مجموعات الرقائق، الأمر الذي يكسب التربة خاصية التماسك واللدونة (قابلية التشكيل).

وتترك الطينة أثراً إذا ما دمكت بين أصابع اليد، ولا ينمحي هذا الأثر بسهولة.

وفى حالة الجفاف تكون التربة الطينية صلدة بدرجة قريبة من صلادة الأحجار. ويتوقف قوام التربة الطينية الطبيعية على نسبة الماء بها، وتتوقف هذه النسبة بدورها على الضغوط التى تكون التربة قد تعرضت لها وكذلك التكوين المعدنى لحبيباتها.

ولا توجد التربة الطينية فى حالة صافية (أى كل الحبيبات أقل من ٠.٠٠٢ ملليمتر) إلا فى حالات قليلة، ويغلب أن تختلط التربة الطينية بنسبة من الطمى أو الرمل أو كليهما، على أنه إذا زادت نسبة الطين فى تربة ما على ١٥ - ٢٠% من الوزن الجاف كان ذلك كفيلاً بأن يضافى هذه التربة خواص الطين من دعم وقص وغير ذلك.

ويختلف لون التربة الطينية بين الأسود والبنى والرمادى والأصفر كما يتفاوت قوامها الطبيعى تفاوتاً كبيراً، ويقرر قوام التربة مدى قدرة تحملها وسلوكها تحت أحمال الأساس (سواء فى الهبوط أو فى التحركات الجانبية). ويجوز تقسيم التربة الطينية إلى الأنواع المبينة بالجدول (٧-٢).

جدول (٧-٢) - أنواع التربة الطينية

طريقة التمييز	قوة الضغط غير المحاط للعينة غير المحبوسة كجم/سم ^٢	نوع التربة
يسهل غرز سيخ من الحديد فى الطينة وتتسرب من بين الأصابع إذا عصرت باليد	لغاية ٠.٢٥	طينية شديدة اللينة
تشكل بأصابع اليد	أكبر من ٠.٢٥ إلى ٠.٥٠	طينية لينة
يصعب تشكيلها بالضغط بين الأصابع	أكبر من ٠.٥٠ إلى ١.٠٠	طينية متوسطة التماسك
مستحيل تشكيلها بالضغط بين الأصابع	أكبر من ١.٠٠ إلى ٢.٠٠	طينية متماسكة
	أكبر من ٢.٠٠ إلى ٤.٠٠	طينية شديدة التماسك
	أكبر من ٤.٠٠	طينية صلدة

(د) طين غروي:

تربة طينية بحرية ترسبت في الغالب في مياه مالحة وتوجد بها بعض الأصداف ولها الخواص التالية:

- حبيباتها متناهية في الدقة (أقل من ٠,٠٠٠٢ ملليمتر).
- شديدة الحساسية إذ تقل قوتها كثيراً عند إعادة التشكيل.
- نسبة المياه بها في حالتها الطبيعية عالية.

(هـ) طين مدعم:

- تربة بها بعض التماسك وتوجد غالباً بين طبقات الطين والرمل، ونسبة الماء بها في حالتها الطبيعية متوسطة.

٢-١١-٥ التربة العضوية:

* تربة تحتوي على نسبة كبيرة من بقايا متليفة أو إسفنجية التكوين تحللت في الغالب في موقعها ويمكن تمييزها بالنظر والرائحة، وقد تحتوي التربة العضوية على نسب مختلفة من الرمل الناعم أو الطين، وقد تكون التربة العضوية في حالتها الطبيعية رخوة جداً وقد تكون مدمجة إلا أن نسبة الماء بها في كل الحالات تكون عالية جداً، وهذا يؤدي لتعرضها لهبوط كبير ناشئ عن تحللها أو عن إنضغاطها تحت تأثير ضغط بسيط أو انخفاض منسوب المياه الأرضية.

* ويتضح ضرورة اختراق طبقات التربة العضوية أو التخلص منها إما الإزاحة أو بالإزالة وذلك للتأسيس على تربة أعمق تكون أصلح لتلقى جهود التحميل إذا كانت التربة العضوية ستعرض لإجهادات تفوق قدرتها.

* وقد توجد التربة العضوية على هيئة جيوب متفاوتة السعة والتخانة والعمق مما يحتم عمل دراسات مستفيضة لمثل هذه الحالة.

٢-١١-٦ الردم:

* يقصد به الطبقات التي كونتها يد الإنسان.

★ ويدخل فى حكم الردم ناتج الكراكات الذى يكون فى هذه الحالة متجانساً إلى حد كبير بل ويشبه التربة الطبيعية، وتتوقف قدرة تحمله وإنضغاطه كثيراً على تاريخ تكوينه - على أنه من الممكن تحسين خواص الردم بالكراكات سواء بالتثبيت على طبقات رقيقة مدموكة جيداً أو بالتصلب الصناعى بواسطة أعمدة رملية رأسية.

★ كما يدخل فى حكم الردم أيضاً ذلك الجزء العلوى من التربة المعرض للزراعة وجذور النباتات ولذا يحسن تحاشيه عند التأسيس.

★ ويفضل عدم التأسيس على أرض مردومة، غير أنه يمكن التأسيس عليها بعد إجراء الاختبارات والدراسات اللازمة لتقدير قوة تحملها على أن تكون خالية تماماً من أى مواد كيميائية تضر بالأساس.

★ أما طبقات الردم المحتوية على مخلفات منزلية مثل القمامة وخلفها، فهي أرض لا تصلح للتأسيس عليها لاحتوائها على نسبة عالية من المواد العضوية النباتية والحيوانية الضارة بالأساس علاوة على احتمال حدوث نسبة هبوط عالية نتيجة التحلل والضغط.

٢-١١-٧ التربة محسنة الخواص:

تربة طبيعية حسنت خواصها الميكانيكية والطبيعية، وتتم عملية تحسين الخواص إما بإضافة مواد طبيعية أو كيميائية أو بطرق أخرى كالاhtزازات فى حالة التربة الرملية قليلة الكثافة أو بالتصلب السريع باستخدام أعمدة رملية رأسية فى حالة التربة الطينية اللينة مثلاً.

٢-١٣ تسميات دارجة لبعض تكوينات التربة فى مصر:

٢-١٢-١ الباحة:

★ هذه التربة عبارة عن تربة نيلية سوداء طينية طميية رملية جافة لحد كبير وتوجد على جانبى النيل من النوبة وحتى مدينة نجع حمادى وإن كان سمكها الكبير (حوالى عشرة أمتار) يوجد فى محافظة أسوان حتى كوم أمبو.

★ وهذه التربة لها خاصية انتفاش عالية.

★ وهناك تكوينات جيولوجية أخرى لها خواص إنتفاشية فى الجنوب وتعرف باسم الطين الأسوانى وهى ليست نيلية التكوين وتعرف أحياناً باسم "الباجة".

٢-١٢-٢ الحبيبه:

تكوين طينى كاولينى فى الغالب ينتمى إلى مجموعة الطين الصفائى الإنسانوى ويستخدم أحياناً فى لياسات المباني وبالطبع فى بعض الفخاريات.

٢-١٢-٣ الطفلة:

اصطلاح غير علمى لحد كبير وإن كان المقصود به ترجمة لكلمة "Loam" ونظراً لكثرة استخدامه فإننا نورد هنا تعريفاً علمياً كالاتى :
"تربة مكونة من خليط من الطين والرمل والطمى فى حالة جافة متماسكة وشديدة التحمل فى حالة الجفاف التى غالباً ما توجد عليها - ولكنها تتضاغط بسهولة مع مرور المياه بها" وهى مع ذلك لا تخرج فى تصنيفها عن أن يصير تنسيبها إلى المكونات الأساسية لها ويلزم لذلك تصنيفها طبقاً لذلك - فنقول مثلاً طفلة رملية طينية أو طفلة طينية رملية - وهكذا طالما رأى البعض ضرورة استخدام كلمة الطفلة الدارجة.

٢-١٢-٤ البلمفة:

طبقات أو عدسات شديدة التماسك جيرية التكوين توجد بين طبقات الرمال العادية وتفاوتت كثيراً فى الحجم والامتداد وتتكون أساساً من الرمال والطمى والمواد الجيرية اللاصقة (وغالباً ما تكون الرمال جيرية) وهى فى العادة صلبة وسلوك هذا النوع من التربة يؤدى إلى تحركات فى الأساسات خاصة فى حالة تواجدها على هيئة تجمعات متناثرة.

١٣-٢ بعض أنواع التربة التى تسبب مشاكل فى البناء عليها

فى مصر:

٢-١٣-١ التربة القابلة للانتفاخ:

هذه التربة بصفة عامة متماسكة إلى صلدة فى حالتها الجافة إلا أنها تفقد هذه الخواص وتعرض لانتفاخ ملحوظ بزيادة نسبة الرطوبة بها. تشمل هذه النوعية الشيل

والحجر الرملى والحجر الطينى والحجر الطمىى والمارل وتتواجد فى المناطق الصحراوية وتكون ذات كثافة جافة عالية ومحتواها الطينى كبير نسبياً. توجد هذه التربة فى مدينة نصر، طريق القاهرة - السويس، الفيوم، كوم أمبو، أسوان، الوادى الجديد ومدينة السادات. بصفة عامة فإن هذه التربة ذات قابلية عالية إلى عالية جداً للانتفاخ إذا زاد محتوى الطين عن حوالى ٣٠% مع زيادة دليل اللدونة عن حوالى ٤٠ % أو إذا زاد الانتفاخ الحر عن حوالى ١٠٠% أو إذا زاد ضغط الانتفاخ عن ٣,٠٠ كجم/سم^٢. من الوسائل الفعالة فى التأسيس على هذه النوعية من التربة استبدال التربة تحت الأساسات الضحلة ولعمق معين بتربة رملية، أو معالجة التربة كيميائياً باستعمال الجير أو الأسمنت، أو تصميم الأساسات والمنشأ بحيث تتحمل الحركة الناشئة عن انتفاخ التربة، أو استخدام خوازيق بنهيات عريضة ترتكز فى طبقة غير قابلة للانتفاخ. فى جميع الحالات ترتكز فى طبقة غير قابلة للانتفاخ. فى جميع الحالات يجب الإقلاق من تسرب المياه لتربة الأساس.

٢-١٣-٢ التربة القابلة للاهيار:

تشمل هذه التربة اللوس، والتربة الرملية المتماسكة والكتبان الرملية والتربة الرملية السائبة. توجد هذه التربة أساساً فى البيئة الصحراوية حيث توجد مواد لاحمة من الجبس و كربونات الكالسيوم وأكاسيد الحديد والمواد الطينية بين الحبيبات بحيث تعطى التكوين صلابة فى الحالة الجافة مع تعرض التكوين للاهيار بمجرد إضافة المياه ولا سيما عند زيادة الجهد على التربة إذا زادت الإهيارية، محددة من تجارب الأيدومتر، عن حوالى ١٠% فقد يسبب التأسيس على مثل هذه التربة مشاكل خطيرة للتأسيس على هذه التربة يمكن إزالة التربة حتى عمق معين ثم ردم ودمك ناتج الحفر عند نسبة رطوبة أعلى من النسبة المثلى ثم استعمال أساسات ضحلة ويمكن فى حالات مختلفة تكثيف التربة بدون إزالتها إما سطحياً باستخدام هراسات الصدم أو الهراسات الاهتزازية وإما بالتكثيف العميق باستخدام الدمك الديناميكى أو بالاهتزاز مع الغمر كما يمكن أيضاً استبدال التربة بتربة إحلال مختلفة لعمق معين أو استخدام الأنسجة الصناعية. يلاحظ أن استخدام الأساسات الحصىرية مفضل فى هذه النوعية من التربة

عن الأساسات المنفصلة لتقليل الإجهادات ولمقاومة فروق الهبوط الناشئة عن احتمال حدوث انهيار محلى للتربة. فى حالة وجود طبقات مستقرة أو صخرية على عمق مناسب تحت سطح الأرض فقد يكون من المناسب استخدام الخوازيق كأساسات.

٢-١٣-٣ التربة الطينية اللينة:

قد تنخفض مقاومة هذه التربة للقوى لتتراوح بين ٠,٢٥ ، ٠,٥ كجم/سم^٢ مع قابلية التربة العالية للإحضاظ مما يسبب هبوطاً كبيراً للمنشآت قد يستمر لفترات زمنية طويلة خصوصاً لأن دور الإحضاظ الثانوى قد يكون مخلوطاً فى هذه التربة. تتواجد هذه التربة عند مصبات نهر النيل بالدلتا وعلى شاطئ البحر المتوسط قرب بور سعيد والمنزلة ودمياط والإسكندرية وكفر الشيخ، قد تحتوى هذه التربة على نسبة عالية من المواد العضوية فى تكوينات البحيرات والمستنقعات وقد تكون على شكل مواد عضوية ليفية أو مواد عضوية متحللة (المك) أو بقايا نباتية ناقصة التفحم (الخث). يمكن تحسين خواص هذه التربة بالتحميل المسبق ربما مع استخدام المصارف الرأسية سواء الرملية أو الورقية، أو باستخدام خوازيق رملية أو حجرية أو جيرية، أو بالدمك الديناميكي، أو التثبيت باستخدام الجير. يلاحظ أن استخدام أساسات حصرية مع تقليل الجهد الصافى على التربة باستخدام بدروم يقلل من الهبوط. فى بعض الحالات تستخدم خوازيق ويلزم فى حالة إنشائها بالدق دراسة تأثير طريقة الإنشاء على مقاومة التربة وإنضغاطيتها مع الاهتمام بأن يكون ارتفاع سقوط المطرقة صغيراً لتقليل تأثير موجات الشد المنعكسة عند قاع الخازوق.

٢-١٣-٤ الرمل القابل للإسالة:

هو رمل ناعم الحبيبات ذو تركيب سائب وموجود تحت منسوب المياه الأرضية. عند تعرض هذه التربة للقلقلة أو الاهتزاز نتيجة لزلزال أو أحمال ديناميكية فإنها تفقد مقاومتها للقوى مما يسبب انهيار المباني المرتكزة عليها. يجب تكثيف هذا الرمل لعمر مناسب سواء بالرمل الديناميكي أو الاهتزاز مع الغمر أو استخدام خوازيق رمل أو ركام أو بطريقة أخرى مناسبة. استخدام الأساسات الحصرية أو الخوازيق أفضل من استخدام الأساسات المنفصلة فى مثل هذه التربة.

١٣-٥-٢ الردم:

هو خليط من القمامة والأنقاض والتربة المفككة. تتواجد هذه التربة بأعماق قد تكون كبيرة وقد تصل لحوالى ٢٠ متراً وقد تسبب مشاكل خطيرة للأساسات. إذا استخدمت خوازيق تخترق طبقة الردم وترتكز فى الأرض السليمة فيجب أخذ تأثير الاحتكاك السلبي على زيادة الحمل على الخوازيق. من الممكن استخدام الدمك الديناميكي بنجاح أو استخدام دمك سطحي مع استخدام تربة إحلال لعمق مناسب تحت الأساسات الضحلة مع اتخاذ الحيطة فى تحديد قيم الجهد المسموح به.

١٣-٦-٢ التربة المتبقية:

★ هي نواتج تكسير الصخور بعوامل التعرية ومثال ذلك التربة الموجودة بمدينة بنى سويف الجديدة والمنيا الجديدة حيث تتواجد طبيعة كارستية نتيجة لتواجد طبقات من الحجر الجيري تحتوى فى فجوات وتكهفات وكهوف نتيجة لتأثير عوامل التعرية الكيميائية أو الميكانيكية وفعل المياه. يجب فى مثل هذه الحالات عمل دراسات جيولوجية وجيوفيزيكية مسبقة لحسن اختيار مواقع المدن الجديدة ولتلافى الإنشاء على الفجوات والتكهفات. فى بعض الحالات قد يفيد الحقن واستخدام الأساسات الحصرية بدل القواعد المنفصلة.

★ يلاحظ بالنسبة لمباني المنقطم وجود طبقات من التربة الانتفاشية بين الحجر ويعمل تسرب المياه وانتعاش هذه الطبقات على حدوث عدم اتزان وعلى انفصال كتل حجرية عند حواف الهضبة.

١٤-٢ بعض العوامل المتعلقة بالتربة أو البناء والتي قد تسببمشاكل مختلفة:

بالإضافة إلى نوع التربة والتي قد تسبب بعض نوعياتها مشاكل عند التأسيس عليها فهناك عاملين آخرين يجب على المتخصصين عدم إغفالها ومن ذلك :

١٤-١-٢ المياه الأرضية:

★ من الملاحظ حدوث ارتفاع كبير فى منسوب المياه الأرضية فى كثير من المناطق بحيث أصبحت هذه المياه فى كثير من الأحوال قريبة من سطح الأرض، وبحيث

أصبح نهر النيل بصفة عامة بمثابة مصرف تتسرب إليه المياه من الأراضي المجاورة وليس العكس. يلاحظ أيضاً أنه في كثير من المناطق الصحراوية كانت المياه على عمق كبير من السطح ثم تكونت طبقة من المياه قرب السطح. بصفة عامة فإن ارتفاع منسوب المياه الأرضية يكون نتيجة تسرب من شبكات التغذية بالمياه أو من شبكات الصرف الصحي أو نتيجة لمياه ري لم يتم صرفها.

★ من حيث نسبة ثالث أكسيد الكبريت بالمياه الأرضية فقد كانت هذه النسبة ثابتة تقريباً حتى الستينات سواء في الوادي أو جنوب الدلتا وكانت بصفة عامة أقل من ٣٠٠ جزء بالمليون. بعد بناء السد العالي انقطع غسيل التربة سنوياً من الأملاح بمياه الفيضان ولوحظ حدوث ارتفاع ملحوظ سواء في نسبة الأملاح الكلية القابلة للذوبان في الماء أو في نسبة ثالث أكسيد الكبريت التي وصلت في بعض المناطق لما يزيد عن ٢٠٠٠ جزء في المليون.

★ يلاحظ أن ارتفاع منسوب المياه الأرضية يسبب كثيراً من المشاكل للمباني الأثرية ويؤثر في حالة الحجر الجيري علاوة على أنه في حالة عدم القيام بالعزل المناسب، بسبب غمرها للبدرومات. عمليات تخفيض منسوب المياه الأرضية لأحياء بكاملها مكلفة وتستدعي بالطبع دراسة الهبوط المحتمل في المباني.

★ علاوة على ذلك فإن ارتفاع نسبة الأملاح بالمياه الرضوية. ولا سيما ثالث أكسيد الكبريت، يؤثر على حديد التسليح بالأساسات. لهذا كله فمن الضروري دراسة مناسيب المياه الأرضية بالمناطق المختلفة والعمل على تقليل التصريفات إلى هذه المياه سواء من شبكات الري أو التغذية بالمياه الحلوة أو الصرف الصحي كما يلزم اختيار نوعية وكمية الأسمنت الملائمين لنسبة الأملاح الضارة الموجودة بهذه المياه حتى نتفاد صدأ حديد التسليح بالأساسات.

٢-١٤-٢ الحفر العميق:

أ - نظراً لارتفاع أثمان الأراضي في بعض المناطق مع تحديد الارتفاعات المسموح بها فقد زاد مؤخراً الاتجاه إلى إنشاء مباني لها عدة بدرومات تحت السطح. الحفر العميق أثناء الإنشاء مع وجود مستوى عال للمياه الأرضية قد يستلزم

استخدام تقنيات متقدمة فى الإنشاء مثل استعمال حوائط ديا فرام بشدادات وعمل سداده بالحقن أو خلفه.

ب - استدعى إنشاء شبكة أنفاق المترو تحت الأرض فى القاهرة والجيزة الحفر العميق بالقرب من كثير من المباني. يجب طبعاً متابعة هبوط المباني القريبة من النفق والتي قد تتأثر بإنشائه.

يلاحظ أن هذين مجرد مثالين على بعض المشكلات الخاصة المتعلقة بالتربة ونوعية المنشأ والتي تتطلب حلها خبرة وتقنية جيوتكنيكية متقدمة.

٢-١٥ المواد المكونة للبيئة المحيطة بالأساسات وتأثير خرسانة

الأساس بها:

* تحتوى الخرسانة بصفة عامة على مركبات الكالسيوم أو المركبات السليسية بنسب كبيرة بالإضافة إلى بعض المركبات ذات النسب الضئيلة مثل مركبات الألومنيوم والحديد الخ.

* تتأثر الخرسانة بصفة عامة ببعض المواد الكيميائية مثل الزيوت والدهون والمحاليل السكرية وبعض المواد العضوية والأحماض ومحاليل الكبريتات والكلوريدات ومياه البحر والمياه الجوفية المحتوية على تلك المحاليل والغازات والأبخرة بالمناطق الساحلية والصناعية، ونتيجة لتعرض الخرسانة لهذه المواد تتغير خواصها تدريجياً مع الزمن وتقل قدرة تحملها مع الزمن.

* إن تأثر الخرسانة كيميائياً بالمواد الضارة المتواجدة بالبيئة المحيطة بها ينصب فى المقام الأول على التأثير على مركبات الكالسيوم والمسئولة عن مقاومة الخرسانة مع الزمن.

* إن وجود الماء بالوسط المحيط بخرسانة الأساس يعتبر عاملاً ضرورياً للتفاعلات الكيميائية لذلك يجب الاهتمام بالوسط المحيط بهذه الخرسانة للتعرف على الأملاح المتواجدة بالتربة وكذلك المياه الجوفية إن وجدت مع أخذ الاحتياطات اللازمة بفرض احتمال تواجد المياه أو الرطوبة على المدى البعيد أياً كان مصدرها حيث أن:

١٦-٣ الاحتياطات اللازمة لحماية خرسانة الأساس:

هناك بعض الاعتبارات والاحتياطات اللازمة والضرورة لحماية خرسانة الأساسات أياً كان نوعها مما قد يوجد بالتربة أو المياه الجوفية من أملاح أو أحماض أو أى عوامل أخرى ضارة بمادة الخرسانة وذلك بغرض تحسين تحمل الخرسانة مع الزمن بغرض زيادة مقاومتها للعوامل الضارة بها ومن هذه الاعتبارات والاحتياطات ما يلى (الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية).

١- استخدام مواد من زلط ورمل وأسمنت وحديد وماء مطابقة للمواصفات القياسية المصرية.

٢- الحد الأقصى لحدود المكونات الضارة بالمياه الجوفية:

من الضرورى عند استكشاف الموقع أخذ عينات من المياه الجوفية والتربة لتحليلها كيميائياً بغرض تقييم خطورتها على الخرسانة ويوضح الجدول التالى (٢-٨) حدود التقييم للمكونات الضارة التى يمكن تواجدها بالمياه الجوفية.

جدول (٢-٨) حدود المكونات الضارة بالمياه الجوفية

المحتوى - جزء فى المليون (p.p.m)			المركب
أضرار خطيرة	أضرار شديدة	أضرار قليلة	
أكبر من ٦٠	٦٠ - ٣٠	٣٠ - ١٥	حامض الكربونيك (ك يد أ ٢)
أكبر من ٦٠	٦٠ - ٣٠	٣٠ - ١٥	الأمونيا (ن يد ^{٤+})
أكبر من ١٥٠٠	١٥٠٠ - ٣٠٠	٣٠٠ - ١٠٠	الماغنسيوم (ما ^{٢+})
أكبر من ٢٠٠٠	٢٠٠٠ - ٦٠٠	٦٠٠ - ٢٠٠	الكبريتات (كب أ ٣)
أقل من ٤,٥	٤,٥ - ٥,٥	٥,٥ - ٦,٥	الأس الهيدروجينى (P H)

٣- زيادة العناية بصناعة الخرسانة خلال مراحل تنفيذها:

يجب بذل العناية الكافية وزيادتها فى صناعة الخرسانة فى مراحل الصب والدمك والمعالجة بما يحقق خرسانة كثيفة متجانسة منخفضة النفاذية وخالية من العيوب.

٤- ضرورة عزل وحماية الأساسات من المياه الجوفية والمواد الكيميائية:

٥- الحد الأقصى لمحتوى الأملاح والمواد الضارة فى ماء الخلط للخرسانة:

يشترط فى ماء خلط الخرسانة ألا يزيد محتوى الأملاح والمواد الضارة على القيم

التالية :

٢,٠٠ جرام فى اللتر من الأملاح الكلية الذائبة (T.D.S)

٠,٥٠ جرام فى اللتر من أملاح الكلوريدات على هيئة كلوريد كالسيوم

٠,٣٠ جرام فى اللتر من أملاح الكبريتات على هيئة ثالث أكسيد الكبريت

١,٠٠ جرام فى اللتر من أملاح الكربونات والبيكربونات

٠,١٠ جرام فى اللتر من أملاح كبريتيد الصوديوم

٠,٢٠ جرام فى اللتر من المواد العضوية

٢,٠٠ جرام فى اللتر من المواد غير العضوية وهى الطين والمواد العضوية

٦- الحد الأقصى لمحتوى أيونات الكلوريدات فى الخرسانة المسلحة:

للقاية من صدأ صلب التسليح يجب ألا يزيد المحتوى الكلى لأيونات الكلوريدات

القابلة للذوبان فى الماء بالخرسانة المتصلدة عند عمر ٢٨ يوماً (الناتج من الماء

والركام والأسمنت والإضافات) على الحدود الواردة فى الجدول (٢-٩).

جدول (٢-٩) المحتوى الأقصى لأيونات الكلوريدات المذابة المسموح به للقاية من صدأ

صلب التسليح

الظروف حول الخرسانة	الحد الأقصى لأيونات الكلوريدات المذابة بالخرسانة - كنسبة مئوية من وزن الأسمنت	
الخرسانة المسلحة المعرضة للكلوريدات	٠,١٥	الخرسانة المسلحة
الخرسانة المسلحة غير المعرضة للكلوريدات	٠,٣٠	
جميع الظروف	٠,٠٦	الخرسانة سابقة الإجهاد

٧- الحد الأقصى لمحتوى الكبريتات فى الخرسانة:

يجب ألا يزيد المحتوى الكلى للكبريتات الكلية فى الخرسانة - مقدرة على هيئة (SO_3) - على ٤% من وزن الأسمنت.

٨- الخرسانة فى الظروف الحمضية:

فى حالة تعرض الخرسانة لظروف حمضية ذات أس هيدروجينى (pH) أقل من ٧ يجب الاهتمام بمكونات وصناعة الخرسانة، ويشمل ذلك زيادة محتوى الأسمنت وخفض نسبة الماء إلى الأسمنت، وتقليل محتوى الرمل، والدهك الكامل، وزيادة سمك (تخانة) الغطاء الخرسانى واستخدام دهانات أو تغطيات مناسبة واقية من الأحماض، وذلك فى حالتى استخدام أسمنت بورتلاندى عادى أو أسمنت بورتلاندى مقاوم للكبريتات. وفى حالة ما إذا كانت الظروف المحيطة بالخرسانة ذات أس هيدروجينى (pH) يساوى ٥,٥ فأقل فإن استخدام أسمنت عالى الخبث قد يحسن من المقاومة ويلزم - فى هذه الحالة - استخدام دهانات أو تغطيات مناسبة واقية من الأحماض.

٩- الخرسانة فى الظروف الكبريتية:

عندما تكون الخرسانة معرضة لأملاح الكبريتات فى التربة أو المياه الجوفية (كبريتات الماغنسيوم أو الصوديوم أو البوتاسيوم أو الكالسيوم)، فإنه يجب العناية بنوع الأسمنت ومحتواه ونوع الركام والمقاس الاعتبارى الأكبر للركام ونسبة الماء إلى الأسمنت والحد الأدنى للمقاومة المميزة، ويمكن استخدام القيم الواردة فى الجدول (١٠-٢) لتحديد هذه البنود.

ويلاحظ بالنسبة للجدول (١٠-٢) ما يلى :

- تطبيق الحدود الواردة بالجدول على الخرسانة ذات الركام الطبيعى، كما تطبق على الخرسانة المعرضة لمياه أرضية بأس هيدروجينى من ٦ إلى ٩.
- فى الظروف القاسية مثل القطاعات الصغيرة والمعرضة لضغط مائى من جانب واحد أو مغمورة جزئياً فإنه يلزم تقليل نسبة الماء للأسمنت و / أو زيادة محتوى الأسمنت على الحدود الواردة بالجدول لتحقيق الحد الأدنى لنفاذية الخرسانة.

١٠ - المنشآت الخرسانية المعرضة للمهاجمة المزدوجة بالكبريتات والكلوريدات:

تعرض الخرسانة المسلحة - أحياناً - لظروف مهاجمة بتركيزات عالية من الكبريتات والكلوريدات مثل ماء البحر أو الماء الجوفى أو تربة السبخة أو غيرها. وفى مثل هذه الظروف تتأثر خاصية تحمل الخرسانة مع الزمن سلباً بهذه الظروف بالإضافة لصدأ صلب التسليح. وقد يكون هذا التعرض بالغمر الكامل أو التعرض لدورات من البلل والجفاف.

جدول (٢-١٠) متطلبات الخرسانة المعرضة للمهاجمة الكبريتية*

الحد الأدنى للمقاومة المميزة ن/مم ^٢	الحد الأقصى ^{**} لنسبة الماء: الأسمنت	الحد الأدنى لمحتوى الأسمنت كجم/م ^٣				نوع الأسمنت	تركيز الكبريتات فى صورة ثالث أكسيد الكبريت		
		المقاس الاعتيارى الأكبر للركام مم ^{***}					فى التربة	فى الماء الأرضى	فى
		١٠	٢٠	٣٠	٤٠		SO ₃ فى مزيج من الماء والتربة بنسبة ١:٢ جم/لتر	SO ₃ الكلى %	جزء فى المليون
—	٠,٥٢	٤٠٠	٤٠٠	٣٥٠	٣٥٠	بورتلاندى عادى	٣٠٠ >	١,٠٠ >	٠,٢٠ >
٢٥	٠,٤٨	٤٠٠	٤٠٠	٣٥٠	٣٥٠	بورتلاندى عادى	٣٠٠	١,٠٠	٠,٢٠
٢٥	٠,٥٣	٣٥٠	٣٥٠	٣٠٠	٣٠٠	مقاوم للكبريتات	إلى ٧٠٠	إلى ١,٥٠	إلى ٠,٣٥
٣٠	٠,٥٠	٤٠٠	٤٠٠	٣٥٠	٣٥٠	مقاوم للكبريتات	إلى ٧٠٠	إلى ١,٥٠	إلى ٠,٣٥
							إلى ١٢٠٠	إلى ١,٩٠	إلى ٠,٥٠
٣٥	٠,٤٥	٤٥٠	٤٥٠	٤٠٠	٤٠٠	مقاوم للكبريتات	إلى ١٢٠٠	إلى ١,٩٠	إلى ٠,٥٠
							إلى ٢٥٠٠	إلى ٣,١٠	إلى ١,٠٠
٤٠	٠,٤٣	٤٥٠	٤٥٠	٤٠٠	٤٠٠	مقاوم للكبريتات مع تغطيات واقية مناسبة	إلى ٢٥٠٠	إلى ٣,١٠	إلى ١,٠٠
							إلى ٥٠٠٠	إلى ٥,٦٠	إلى ٢,٠٠

* يرجع للبند () فى حالة وجود تأثير مزدوج من الكلوريدات والكبريتات.

** فى حالة الركام الجاف.

*** فى حالة ما يكون المقاس الاعتبارى الأكبر بين قيمتين مذكورتين فى الجدول يؤخذ محتوى الأسمنت المناظر للمقاس الاعتبارى الأقل.

- ويجب فى مثل هذه الظروف اتخاذ الإجراءات الوقائية التالية :
- التحقق من أن يكون الركام المستخدم خاملاً ولا يتفاعل مع قلويات الأسمنت.
 - استخدام أسمنت تتراوح نسبة ألومنيات ثلاثى الكالسيوم به بين ٦% و ١٠%، ويمكن استخدام الأسمنت البورتلاندى العادى الذى يفى بهذه النسب، ويفضل استخدام الأسمنت على الخبث ٨٥%.
 - لا تزيد نسبة الكلوريدات القابلة للذوبان فى الماء بالخرسانة على ٠,١% من وزن الأسمنت.
 - فى حالة تعرض المنشآت البحرية لعمليات الصقيع والإذابة تستخدم إضافات الهواء المحبوس فى الخلطة الخرسانية.
 - يجب ألا يقل سمك الغطاء الخرسانى عن ٥٠ مم للخرسانة المغمورة والخرسانة المعرضة للهواء الجوى، ولا يقل سمك هذا الغطاء عن ٧٠ مم للخرسانة المعرضة للبلل والجفاف.
 - استخدام خرسانة كثيفة ويرجع للجدول (٢-١٠) لتحديد محتوى الأسمنت ونسبة الماء إلى الأسمنت القصوى فى الخلطة الخرسانية ومقاومتها المميزة مع تحقيق الدمك الأمثل.

١١- الحد الأقصى لنسبة الماء / الأسمنت والحد الأدنى لمحتوى الأسمنت:

يمكن استخدام الجدول (٢-١١) لتحديد الحد الأقصى لنسبة الماء / الأسمنت والحد الأدنى لمحتوى الأسمنت فى الخلطات المستخدم فيها الأسمنت البورتلاندى حسب الظروف المعرضة لها الخرسانة.

١٢- الحد الأقصى لمحتوى الأسمنت:

يجب ألا يزيد محتوى الأسمنت فى خلطة الخرسانة - بصفة عامة - على ٤٥٠ كجم/م^٣. وفى حالة زيادة محتوى الأسمنت على ٤٥٠ كجم/م^٣ يلزم أخذ اعتبارات خاصة فى التصميم لتفادى التشريح الناتج عن انكماش الجفاف أو عن الإجهادات الحرارية.

جدول (١١-٢) قيم الحد الأدنى لمحتوى الأسمنت والحد الأدنى للمقاومة المميزة والحد الأقصى لنسبة الماء إلى الأسمنت فى الخلطات الخرسانية لتأمين تحملها مع الزمن

الحد الأدنى للمقاومة المميزة للخرسانة ن/مم ٢	الحد الأقصى ** لنسبة الماء: الأسمنت	الحد الأدنى لمحتوى الأسمنت* كجم/م ^٣				الظروف التى يتعرض لها المبنى بعد الإنشاء
		المقاس الاعتيارى الأكبر *** للركام - مم				
		١٠	٢٠	٣٠	٤٠	
٢٥	٠,٥٠	٣٥٠	٣٥٠	٣٥٠	٣٠٠	عادية: الخرسانة محمية تماماً من الظروف الجوية والظروف المحيطة الضارة.
٣٠	٠,٤٥	٤٠٠	٣٥٠	٣٥٠	٣٠٠	متوسطة: الخرسانة المعرضة لظروف محيطية ضارة ولكنها مدفونة دائماً تحت الماء.
٤٠	٠,٤٠	٤٥٠	٤٠٠	٣٥٠	٣٥٠	قاسية: الخرسانة معرضة لظروف محيطية ضارة أو لماء البحر أو لدورات من البلل أو الجفاف أو للغازات الخ..

- * الحدود الواردة بالجدول لخلطات الخرسانة المسلحة والخرسانة سابقة الإجهاد ويمكن تخفيض أى محتوى أسمنت بمقدار ٥٠ كجم/م^٣ للخلطات الخرسانية العادية (غير المسلحة).
- ** يمكن استخدام الإضافات المخفضة للماء أو عالية التخفيض للماء وذلك لتقليل الحد الأقصى لنسبة الماء/الأسمنت للحصول على القوام المطلوب.
- *** إذا كان المقاس الاعتبارى الأكبر يقع بين قيمتين مذكورتين فى الجدول يؤخذ محتوى الأسمنت المناظر للمقاس الاعتبارى الأقل.

١٧-٢ قطاع الجسة:

- من البيانات الحقلية والفحص الظاهرى لعينات التربة المستخرجة من الجسات المنفذة لأى مشروع ما يتم رسم قطاع طولى للجسة.
- يشمل القطاع الطولى للجسة البيانات الخاصة باسم المشروع والموقع ورقم الجسة ومنسوب الأرض الطبيعية بموقع الجسة ومنسوب الشوارع أو الطرق

- حول المشروع وبمنطقة تنفيذ الجسات بالإضافة إلى منسوب المياه الجوفية وكذلك تاريخ تنفيذ هذه الجسات.
- كما يشمل جدول مبين عليه مقياس للعمق وخاتمة مهشرة فيها كل طبقة بتهشير خاص بنوع وطبيعة التربة مع إضافة لوصف التربة بكل طبقة كما يشمل على خانات لنتائج الاختراق القياسي (S.P.T) والضغط الحر.
- يبين شكل (٢-٥) نموذج لقطاع جسة ما.

١٨-٣ التقرير الفنى لدراسة التربة والأساسات:

- يلزم لكل مشروع هندسى كتابة تقرير فنى لدراسة التربة والأساسات. محتويات هذا التقرير ما يلى :
- ١- مقدمة تشمل الجهة الطالبة للتقرير وعنوان المشروع والغرض من التقرير حسب طبيعة المشروع هل هو إنشاء عمارة سكنية أو مشروع صرف أو كوبرى أو الخ.
 - ٢- موقع المشروع وطبيعة المشروع والمنشآت وعدد الجسات المنفذة وطريقة تنفيذ وعمل الجسات سواء يدوية أو ميكانيكية بالإضافة إلى عمق الجسات المنفذة والمعدات التى استخدمت فى استخراج العينات وكيفية استخراج العينات وطريقة حفظها حتى إجراء الاختبارات المعملية عليها.
 - ٣- طبيعة التربة بالموقع موضحة على قطاعات طولية للجسات المنفذة وذلك بعد تصنيف التربة مبين عليها تتابع طبقات التربة ونتائج اختبار (S.P.T).
 - ٤- الاختبارات الحقلية والاختبارات المعملية اللازمة والضرورية والتى تم إجراؤها على العينات المستخرجة مع تدوينها فى شكل جداول ورسومات بيانية وكذلك الاختبارات المعملية على محتوى تركيز المواد الضارة بكل من التربة والمياه الجوفية.
 - ٥- التوصيات والاقتراحات الخاصة بالأساسات وتشتمل منسوب التأسيس وطريقة التأسيس وطبيعة ونوع الأساسات الخاصة بالمشروع وكذلك جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس وكذلك مقدار الهبوط المتوقع وكذلك

SOIL EXPLORATION

الاحتياطات اللازمة لأمان المنشآت أو أية مرافق مجاورة بالإضافة إلى نوعيات المواد المستخدمة وطريقة العزل الملائمة للأساسات ونوع ومحتوى الأسمنت المستخدم في الأساسات مع ضرورة الإشارة إلى كيفية خفض المياه الجوفية إن وجدت وتأمين الحفر ومواصفات الدمك ونوع وطبيعة تربة الإحلال إن وجدت وذلك تحت الأساسات أو الأرضيات أو الممرات وكل ما يختص بتنفيذ وجودة الخرسانة الخاصة بالأساسات.

الموقع :					
منسوب صفر الجسة : (صفر) متر من الأرض الطبيعية - (-) متر من الشارع					
عمق المياه الجوفية : ابتدائي :- (٣,٦٠) متر نهائي :- (٢,٩٠) متر					
الموقع (متر)	عدد الدقات لكل ٣٠ سم	الضغط الحر كجم/سم ^٢	قطاع الجسة	عمق الطبقات (متر)	الوصف
١			(▼)		منسوب صفر الجسة
٢					طين طميى بنى فاتح على اللدونة
٣					طمي طيني بنى فاتح به آثار من الرمل الناعم
٤					رمل ناعم المقاس
٥					طين طميى رمادى فاتح ضعيف التماسك
٦					رمل ناعم طميى به آثار من الطين
٧	١٣				
٨					
٩					
١٠	١٧				
١١					
١٢	٢٦				رمل ناعم المقاس به آثار من الطمي
١٣					
١٤	٣٢				
١٥					
١٦					
١٧					
١٨	٣٦				رمل خشن إلى متوسط المقاس به آثار من الزلط الرفيع
١٩					
٢٠					
نهاية الجسة					
شكل رقم : (٢)					
التاريخ : مارس ٢٠٠٣					
قطاع طولى للجسة المنفذة					

شكل (٢-٥) نموذج لقطاع جسة



٣-١ مقدمة:

- ★ الغرض والهدف من تصنيف التربة هو الوقوف على نوع وطبيعة وحجم وقوام حبيبات التربة وبالتالي تسميتها حتى يمكن التفرقة بين نوع وآخر وذلك حسب خواصها الطبيعية وذلك عن طريق إجراء بعض التجارب البسيطة والغير معقدة.
- ★ لتصنيف التربة توجد عدة أنظمة عالمية من أشهرها وأكثرها انتشاراً ما يلي :
- i - نظام التصنيف طبقاً لمعهد ماساشوسيتس التكنولوجى الأمريكى ويعرف بـ (M.I.T).
- ii - نظام التصنيف المثلثى.
- iii - نظام التصنيف الموحد.

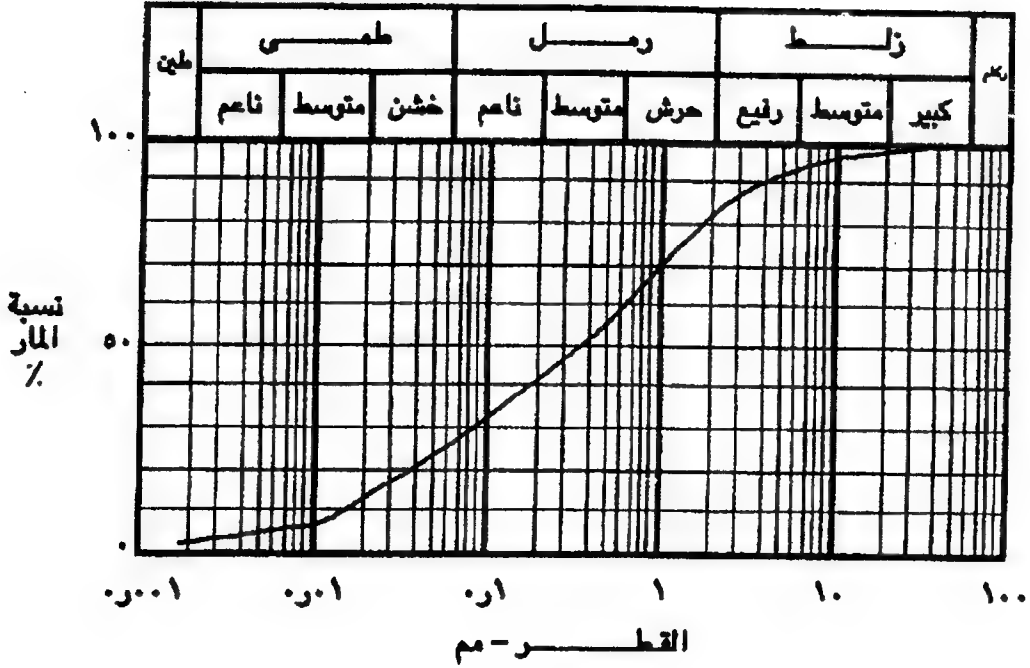
٣-٢ نظام التصنيف طبقاً لمعهد ماساشوسيتس (M.I.T):

- يعتبر تصنيف التربة فى هذا النظام على مقاس حجم حبيبات التربة ونسبة تواجد المقاسات المختلفة فى حجم معين من التربة.
- سم فى هذا التصنيف تقسيم التربة إلى ركام ، زلط ، رمل ، طمي ، طين كما تم تقسيم كل من الزلط إلى كبير، ومتوسط ورفيع والرمل إلى حرش ومتوسط وناعم والطمى إلى خشن ومتوسط وناعم وذلك حسب مقاس حبيبات التربة وكما هو موضح بالجدول (١-٣).

جدول (١-٣) تصنيف التربة بنظام (M.I.T)

التصنيف	ركام	زلط			رمل			طمي			طين
		كبير	متوسط	رفيع	حش	متوسط	ناعم	خشن	متوسط	ناعم	
القطر (مم)	٦٠	٢٠	٦	٢	٠,٦	٠,٢	٠,٠٦	٠,٠٢	٠,٠٠٦	٠,٠٠٢	

- وللتعبير عن وصف تربة ما طبقاً لهذا التصنيف فإنه يتم إجراء تجربة اختبار التدرج الحبيبي للفصل بين المقاسات المختلفة للتربة مع بيان نسبة المار لكل مقاس على حدة في مجمل هذه التربة وذلك عن طريق رسم ما يسمى بمنحنى التدرج الحبيبي للتربة وهو منحنى يبين العلاقة بين النسبة المئوية المارة من منخل وقطر معين على المحور الرأسى وقيمة ومقاس وسعة فتحة المنخل على المحور الأفقى كما هو مبين بالشكل (١-٣).



شكل (١-٣) منحنى التدرج الحبيبي

- يتبين من هذا المنحنى أن النسبة المئوية المارة من كل منخل على حدة (مقاس الفتحة وهو قطر الحبيبات المكونة للتربة) الآتى :

الوصف والتصنيف	ركام	زلط			رمل			طين		
		كبير	متوسط	رفيع	حش	متوسط	ناعم	خشن	متوسط	ناعم
المقاس (مم)		٦٠	٢٠	٦	٢	٠,٦	٠,٢	٠,٠٦	٠,٠٢	٠,٠٠٢
النسبة المئوية المارة		١٠٠	٧٦	٢٨	٢					
نسبة المقاس %	صفر	٢٤	٤٨	٢٦	٢					

أى أن نسب مكونات التربة هذه هو : ٢٤% زلط، ٤٨% رمل، ٢٦% طمي، ٢% طين ويطلق على هذه التربة أسم الصنف الذى له النسبة العالية، يليه اسم الأصناف المتواجدة بنسب أقل بالترتيب وذلك بإضافة بعض الألفاظ مثل "و" ، "بعض" ، أو "قليل" أو "آثار" حسب نسبة المكون لإتمام الوصف وهذه الرموز والألفاظ كالآتى :

و : إذا كانت نسبة المكون فى التربة من (٤٠ - ٥٠) %

بعض : إذا كانت نسبة المكون فى التربة من (٢٥ - ٤٠) %

قليل : إذا كانت نسبة المكون فى التربة من (١٠ - ٢٥) %

آثار : إذا كانت نسبة المكون فى التربة أقل من ١٠ %

وعليه فى المثال السابق يكون وصف التربة هو طبقاً لتصنيف (M.I.T) رمل وبعض الطمي وقليل من الزلط وآثار من الطين.

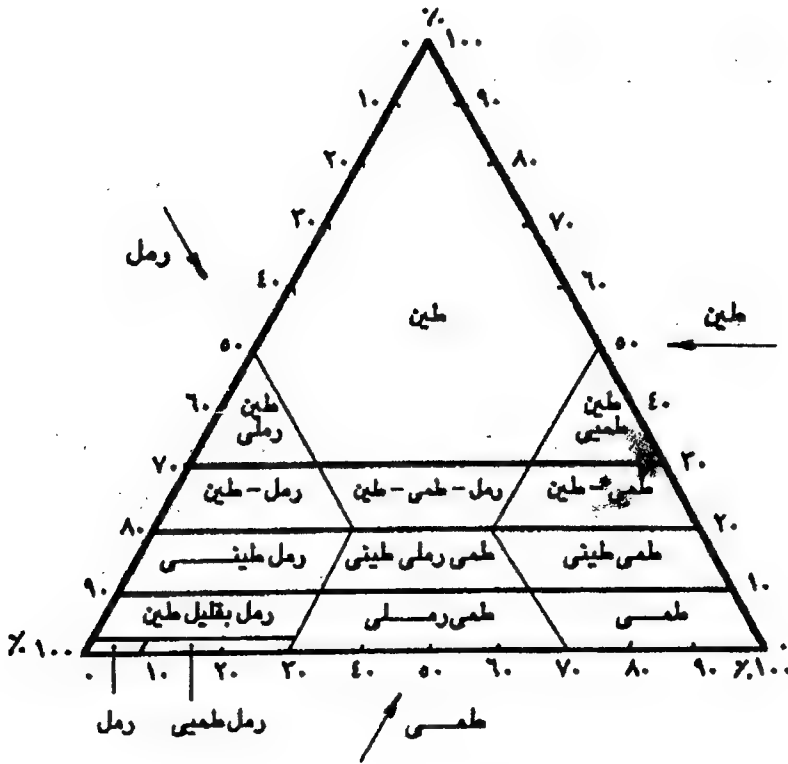
هذا وتجدر الإشارة إلى أن العيب الرئيسى فى هذه الطريقة للتصنيف هو أن مدى تأثير تواجد المواد الناعمة فى التربة (طين و طمي) حيث أن معاملة هذه المواد بنفس درجة تعامل المواد الخشنة (الزلط والرمل).

٣-٣ نظام التصنيف المثلثى أو الخشونة:

هذا النظام يعتمد على تدرج مكونات التربة مع مراعاة إعطاء الحبيبات الناعمة (الطين والظمى) الفرصة للظهور فى هذا التصنيف برغم أن نسبتهما الوزنية صغيرة نسبياً.

فى هذا النظام يمثل كل مكون رئيسى مثل الرمل والظمى والطين ضلع من مثلث متساوى الأضلاع مقسم هذا الضلع إلى ١٠٠ جزء تمثل النسبة المئوية لهذا المكون كما هو مبين بالشكل (٣-٢) حيث تم تقسيم مساحة المثلث لمساحات كل منها لها تسمية تعتمد على نسب مكونات التربة.

ولتطبيق تصنيف التربة بهذا النظام يتم أولاً إجراء تجربة التدرج الحبيبي لمعرفة العلاقة بين النسبة المئوية المارة من كل مكونات التربة ممثلة فى الزلط والرمل والظمى والطين.



شكل (٢-٣) مثلث تصنيف التربة

- يتم توقيع نقطة بداخل المثلث تمثل نسب المكونات الثلاثة الرئيسية وهي الرمل والطمي والطين حيث مجموع النسب المئوية الثلاثة هذه يعادل ١٠٠ وبذلك توصف التربة حسب موضع النقطة بداخل المثلث.
- أما إذا كانت التربة تحتوي على زلط ففي هذه الحالة يتم تعديل نسب المكونات الثلاثة الرمل والطمي والطين وكأن الزلط غير موجود وذلك بقسمة نسبة كل مكون من الثلاثة مكونات على مجموع الثلاثة (نسبة الرمل + نسبة الطمي + نسبة الطين) مع توقيع نقطة في المثلث مناظرة لهذه النسب المعدلة لنحصل على تصنيف مبدئي للتربة ثم يضاف للتصنيف المبدئي لفظ يدل على نسبة الزلط في التربة ككل ليعطى التصنيف النهائي للتربة.

ولتوضيح ذلك فإنه لعينات ما كانت نسب مكونات التربة كما يلي :

عينة رقم	زلط	رمل	طمي	طين
عينة (أ)	٨	٣٠	٤٦	١٦
عينة (ب)	-	٥٥	٢٥	٢٠

والمطلوب تصنيف وتسمية هذه العينات طبقاً للتصنيف المثلثي.
 بالنسبة للعينة (أ) فهي تتكون من أربعة مكونات مجموعها ١٠٠% بينما مجموع نسب الثلاثة مكونات للرمل والطمي والطين يعادل (٣٠ + ٤٦ + ١٦) ٩٢% ففي هذه الحالة يتم تعديل هذه النسبة بقسمتها على ٩٢% ليصبح مجموعها المعدل ١٠٠% أي تصبح نسب هذه المكونات المعدلة ٣٣% للرمل، ٥٠% للطمي، ١٧% للطين وعليه بتوقيع هذه النسب المعدلة في مثلث تصنيف التربة تصبح التربة مصنفة مبدئياً على أنها "طمي رملي طيني" وبأخذ نسبة الزلط في الاعتبار يكون تصنيف التربة النهائي هو طمي رملي طيني وآثار من الزلط.

أما بالنسبة للعينة الثانية (ب) فإن مجموع نسب المكونات الثلاثة الرمل والطمي والطين فهو ١٠٠% حيث نسبة الزلط صفراً وبتوقيع هذه النسب في مثلث التصنيف تكون التربة مصنفة رمل طيني.

٣-٤ نظام التصنيف الموحد:

في هذا النظام يعتمد تصنيف التربة على كل من تدرجها وقوام المواد الناعمة بها وذلك طبقاً للخطوات التالية :

(أ) من التدرج الحبيبي للتربة يتم التعرف أولاً على نسبة المار من منخل رقم ٢٠٠ (٠,٠٧٥ مم) فإذا كانت أقل من ٥٠% تعتبر التربة خشنة أي زلط ورمل، يلي ملاحظة النسبة المئوية للجزء المار من منخل رقم (٤) (٤,٧٥ مم) وهو الفاصل بين الزلط والرمل فإذا كان هذا الجزء أقل من ٥٠% تعتبر التربة زلط وإذا كان الجزء أكبر من ٥٠% تعتبر التربة رمل.

• يتم تصنيف الرمل أو الزلط السابق الإشارة إليه في البند (أ) حسب تدرجه وذلك بناء على نسبة المار من منخل رقم ٢٠٠ كما يلي :

* إذا كانت التربة زلط أو رمل ونسبة المار من منخل رقم ٢٠٠ أقل من ٥ % فتسمى التربة :

- زلط جيد التدرج GW

- زلط رديء التدرج GP

- رمل جيد التدرج SW

- رمل رديء التدرج SP

هذا ويطلق على الزلط بأنه جيد التدرج إذا استوفى الشرطين التاليين :

- معامل الانتظام (U) أكبر من ٤

- معامل الانحناء (C) يتراوح ما بين ١ ، ٣

كما وأنه يطلق على الرمل بأنه جيد التدرج إذا استوفى الشرطين التاليين:

- معامل الانتظام (U) أكبر من ٦

- معامل الانحناء (C) يتراوح ما بين ١ ، ٣

حيث :

معامل الانتظام (U) (Uniformity Coefficient) =

$$(3-1) \dots\dots\dots \frac{(D_{60})}{(D_{10})} = \frac{\text{القطر المقابل لنسبة مار } 60\%}{\text{القطر المقابل لنسبة مار } 10\%}$$

معامل الانحناء (C) (Concavity Coefficient) =

$$(3-2) \dots\dots\dots \frac{\text{مربع القطر المقابل لنسبة مار } 30\%}{\text{حاصل ضرب القطر المقابل لنسبة مار } 60\% \times \text{القطر المقابل لنسبة مار } 10\%}} = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60}) \times (D_{10})}$$

* إذا كانت التربة زلط أو رمل ونسبة المار من منخل رقم ٢٠٠ (التربة

الناعمة) أكبر من ١٢ % ففي هذه الحالة نستطلع حدود قوام التربة

الناعمة ويتم تصنيف الزلط أو الرمل حسب ما إذا كانت المواد الناعمة

طيني أو طين فتسمى التربة :

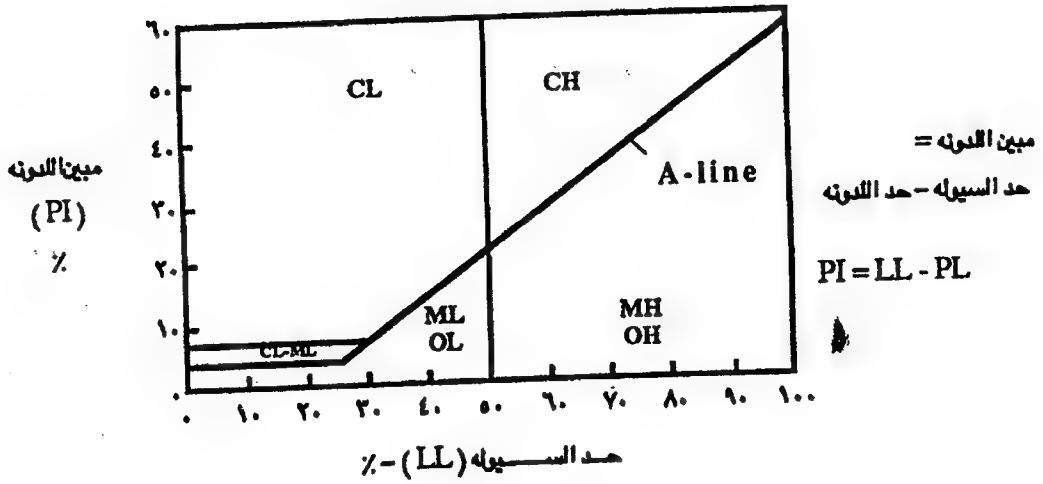
- زلط طميى GM
- زلط طيني GC
- رمل طميى SM
- رمل طيني SC

* إذا كانت السربة زلط أو رمل ونسبة المار من منخل رقم ٢٠٠ (التربة الناعمة) محصورة بين ٥%، ١٢% فتسمى التربة باعتبار كل من خاصيتي التدرج وحدود القوام لجزء التربة الناعمة بها، وفي هذه الحالة تستخدم رموز مزدوجة لتصنيف التربة مثل (SW-SC) أى "رمل متدرج طيني".

(ب) من البداية إذا ظهر وأن نسبة المار من منخل رقم ٢٠٠ أكبر من ٥٠% فتعتبر التربة فى هذه الحالة تربة ناعمة الحبيبات وفى هذه الحالة تتحكم حدود القوام فى تسميتها باستخدام بياني اللدونة (شكل ٣-٣) وفى هذه الحالة يتم تصنيف التربة الناعمة حسب موقع النقطة الدالة وذات إحداثيات حد السيولة ومبين اللدونة (مجال اللدونة)، وفى هذا الشكل (٣-٣) إذا وقعت النقطة أعلى الخط (A) (A-Line) تكون التربة طين وإذا وقعت أسفله تكون طمي وعليه تسمى التربة :

- طمي غير عضوى قليل أو ضعيف اللدونة ML
- طين غير عضوى قليل أو ضعيف اللدونة CL
- طين وطمى عضوى قليل أو ضعيف اللدونة OL
- طمي مرن غير عضوى عالى اللدونة MH
- طين غير عضوى عالى اللدونة CH
- طين وطمى عضوى عالى اللدونة OH

SOIL CLASIFICATION



شكل (٣-٣) بياني اللدونة

الفصل الرابع

الخواص الطبيعية للتربة

PHYSICAL PROPERTIES OF SOIL

١-٤ مقدمة:-

★ إن تحديد ومعرفة الخواص الطبيعية للتربة ومكوناتها يعتبر من أهم الخطوات الأساسية التي تساهم في التنبؤ بسلوك التربة عند تعرضها بأحمال خارجية.

★ وبصفة عامة يمكن تقسيم التربة إلى نوعين هما :

i - تربة خشنة الحبيبات أغلبها من الركام الكبير والزلط والرمل.

ii - تربة ناعمة الحبيبات أغلبها من الطمي والطين.

i - التربة الخشنة الحبيبات:

★ وهذا النوع من التربة يتكون من كسر الصخور وتعرف حسب مقاس حبيباتها حيث تسمى الحبيبات ذات مقاس [قطرها المكافئ وهو قطر كرة حجمها يساوى حجم حبيبة التربة] أكبر من ٥ مم بالزلط وذات مقاس أقل من ٥ مم ويمكن رؤيتها بالعين المجردة أو بعدسة الجيب بالرمل وذلك طبقاً لتقسيم المواصفات الأمريكية (ASTM) وكما هو وارد في الجدول (١-٤).

جدول (١-٤) مقاسات التربة الخشنة الحبيبات حسب تقسيم المواصفات الأمريكية (ASTM)

النوع	رقم المنخل	سعة فتحة المنخل بالمم
زلط	$4 <$	$4,75 <$
رمل حرش	$10 - 4$	$2 - 4,75$
رمل متوسط	$40 - 10$	$0,425 - 2$
رمل ناعم	$200 - 40$	$0,075 - 0,425$
طمي وطين	$200 >$	$0,075 >$
المنخل رقم (٢٠٠) هو الفاصل بين الحبيبات الخشنة والناعمة		

* هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يمكن تقسيم الرمل والزلط إلى مقاسات وأقسام فرعية فيقال مثلاً رمل حرش أو متوسط أو ناعم المقاس أو زلط رفيع أو متوسط المقاس الخ.

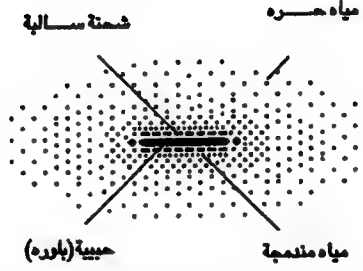
* بجانب مقاس الحبيبات فإنه يمكن تقسيم التربة الخشنة من حيث شكل حبيباتها حيث أنها تكون كروية أو ذات حرف حادة مع التئوه بأن شكل الحبيبات له تأثير كبير على خواص التربة الطبيعية وعلى مقاومتها للأحمال.

ii - التربة الناعمة الحبيبات:

* ويعرف هذا النوع من التربة بأنها التربة المارة من منخل رقم ٢٠٠ وأن حبيباتها لا ترى بالعين المجردة وهي تشمل الطمي والطين، ويعتبر الطمي درجة دقيقة وناعمة من المركبات التي تتكون منها الرمال.

* ويعرف الطين بأنه عبارة عن صفائح قشرية الشكل من مركبات سليكات الألومنيوم المائية قطر حبيباته المكافئة أقل من ٠,٠٠٢ مم وسمك حبيباته يكاد لا يذكر بالنسبة لمساحته السطحية ولا يمكن رؤية حبيبات الطين إلا باستخدام الميكروسكوب الإلكتروني (لتكبير حجم الحبيبات إلى آلاف المرات).

* هذا ويتميز التركيب الذرى للطين بوجود شحنة كهربية سالبة على أسطحه الأمر الذى يجعل حبيباته تجذب المياه القريبة منها بقوة، ويبين الشكل (٤-١) كروكى للمياه المندمجة والمياه الحرة مع حبيبة من الطين حيث المياه المندمجة هى جزيئات المياه المتاخمة والملاصقة مباشرة لحبيبة الطين وهذه الجزيئات تأخذ اتجاهات منتظمة مما يجعلها مياه غير حرة ذات صفات طبيعية تختلف عن الماء الحر (المياه المندمجة لا تتبخر إلا فى درجات الحرارة العالية وذات لزوجة أعلى من لزوجة الماء الحر مما يجعل ويصبح خليط الطين مع المياه صفة اللدونة بوجه عام).



شكل (١-٤) المياه الحرة والمياه المدمجة مع حبيبة الطين

٢-٤ ماهية الخواص الطبيعية للتربة:-

★ تشمل الخواص الطبيعية للتربة جميع الخواص ذات الصلة بتصنيفها من حيث حجم ومقاس الحبيبات وقوام الحبيبات وطبيعة وحالة هذه الحبيبات وكثافتها في الطبيعة ومحتوى الماء بداخلها وأقصى كثافة جافة محتملة لها ونسبة الفراغات التي بها ومساميتها ووزنها النوعي والحجمي وبصفة عامة جميع الخواص التي لا دخل للأحمال فيها.

★ يمكن تلخيص هذه الخواص فيما يلي :

- ١- محتوى الرطوبة للتربة.
- ٢- الوزن النوعي للتربة.
- ٣- التدرج الحبيبي للتربة.
- ٤- حدود قوام التربة.
- ٥- كثافة التربة في الموقع (الكثافة الحقلية).
- ٦- الكثافة النسبية للتربة.

★ وللوقوف على تعريف لهذه الخواص وكيفية تعيينها فإنه يجب الإشارة إلى ما يسمى بمعاملات الخواص الطبيعية للتربة بصفة عامة.

١-٢-٤ معاملات الخواص الطبيعية للتربة:

★ كما هو معلوم فإنه من وجهة النظر الهندسية إلى أن أي تربة مهما كان منشأها تتكون بصفة عامة من ثلاثة مواد هي :

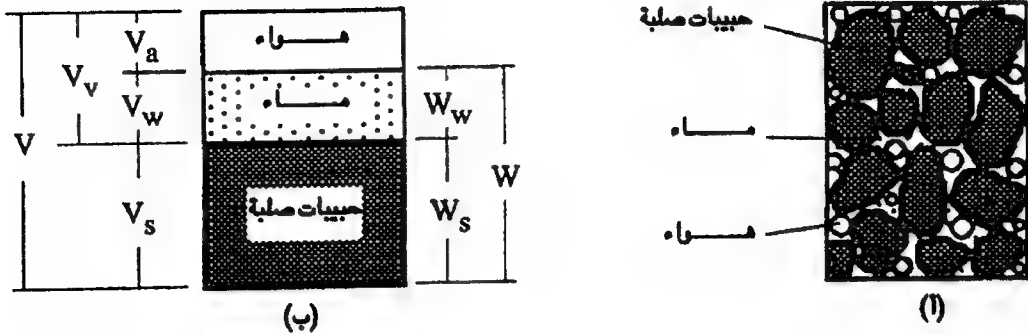
(أ) حبيبات المواد الصلبة.

(ب) ماء.

(ج) هواء.

★ بصفة عامة تلعب نسب المكونات الثلاثة السابقة دور هام فى مدى مقاومة التربة للأحمال من حيث قابليتها للإبضاغاط حيث كلما زادت نسبة المواد الصلبة فى التربة كلما كانت أكثر مقاومة وأقل قابلية للإبضاغاط لذلك تم الوقوف على ضرورة تحديد معاملات تحدد عددياً النسب الحجمية والوزنية بين هذه المكونات.

★ للتفرقة وتعريف معاملات خواص التربة فإنه بالنظر والإشارة إلى الشكل (١-٤) حيث أمكن دمج المكونات الثلاثة للتربة فى مساحات خاصة فإنه يمكن تمثيل التربة كما هو مبين بالشكل (٢-٤) حيث :



شكل (٢-٤) كيفية دمج المكونات الثلاثة الرئيسية للتربة بصفة عامة

W = الوزن الكلى للتربة بما فيها المياه

W_s = وزن الحبيبات الصلبة بالتربة

W_w = وزن الماء المحتوى فى الفراغات

V = الحجم الكلى للتربة

V_s = حجم الحبيبات الصلبة للتربة

V_v = الحجم الكلى للفراغات بالتربة

$$V_a = \text{حجم الفراغات الهوائية بالتربة}$$

$$V_w = \text{حجم الماء المحتوى فى الفراغات}$$

★ بناء على ما سبق فإن التعاريف الأساسية لمعاملات الخواص الطبيعية للتربة

هى :

$$(أ) \text{ محتوى الرطوبة } (w) \% = \frac{\text{وزن الماء بالتربة } (W_w)}{\text{وزن الحبيبات الصلبة بالتربة } (W_s)} \times 100$$

$$(ب) \text{ الكثافة الكلية } (\gamma_b) = (\gamma_{bulk}) = \frac{\text{الوزن الكلى للتربة بالمياه } (W)}{\text{الحجم الكلى للتربة } (V)} \text{ بوحدات طن/م}^3 \text{ أو جرام/سم}^3$$

$$(جـ) \text{ الكثافة الجافة } (\gamma_d) = (\gamma_{dry}) = \frac{\text{وزن الحبيبات الصلبة } (W_s)}{\text{الحجم الكلى للتربة } (V)} \text{ بوحدات طن/م}^3 \text{ أو جرام/سم}^3$$

$$(د) \text{ الكثافة المشبعة } (\gamma_{sat}) = (\gamma_{saturated}) = \frac{\text{وزن التربة المشبعة } (W_{sat})}{\text{الحجم الكلى للتربة } (V)} \text{ بوحدات طن/م}^3 \text{ أو جرام/سم}^3$$

$$(هـ) \text{ الكثافة المغمورة } (\gamma_{sub}) = (\gamma_{submergent}) = \frac{\text{وزن التربة المغمورة } (W_{sub})}{\text{الحجم الكلى للتربة } (V)} \text{ بوحدات طن/م}^3 \text{ أو جرام/سم}^3$$

$$(و) \text{ الوزن النوعى } (G_s) = (sp. gr.) = \frac{\text{وزن الحبيبات الصلبة } (W_s)}{\text{حجم الحبيبات الصلبة } (V_s)}$$

$$= \frac{\text{وزن حجم معين من التربة}}{\text{وزن نفس الحجم من الماء}} \text{ وهو بدون تمييز}$$

$$(ز) \text{ نسبة الفراغات } (e) \% = \frac{\text{الحجم الكلى للفراغات } (V_v)}{\text{حجم الحبيبات الصلبة } (V_s)} \times 100 \text{ نسبة مئوية}$$

$$(ح) \text{ المسامية } (n) \text{ (Porosity)} = \frac{\text{الحجم الكلى للفراغات } (V_v)}{\text{الحجم الكلى للتربة } (V)} \times 100 \text{ نسبة مئوية}$$

$$(ط) \text{ درجة التشبع } (S) \% \text{ (Degree of Saturation)} = \frac{\text{حجم الماء فى التربة } (V_w)}{\text{الحجم الكلى للفراغات } (V_v)}$$

$$\times 100 \text{ نسبة مئوية}$$

PHYSICAL PROPERTIES OF SOIL

* يبين الجدول التالى (٢-٤) متوسط قيم معاملات الخواص الطبيعية لبعض أنواع التربة المصرية للاسترشاد فقط.

جدول (٢-٤) متوسط قيم معاملات الخواص الطبيعية لبعض أنواع التربة المصرية

م	نوع التربة	المسامية %	نسبة الفراغات %	محتوى الرطوبة %	الكثافة الكلية (طن/م ^٣)	الكثافة الجافة (طن/م ^٣)
١	طين طميى بنى (نيلى)	٤٧	٨٩	٣٣	١,٩٠	١,٤٣
٢	طين طميى رمادى (نيلى)	٥٣	١١٣	٤٢	١,٧٩	١,٢٦
٣	طين رمادى (صحراوى)	٢١	٢٦	٩,٦	١,٩٧	١,٨٠
٤	رمل ناعم إلى متوسط (نيلى)	٣٨	٦٠	٢٢,٦	١,٨٠	١,٤٧
٥	رمل متدرج (صحراوى)	٣٢	٤٦	١٢,١	٢,٠٣	١,٨٢

* هذا ويمكن ربط هذه المعاملات مع بعضها بعلاقات بحيث يمكن استنتاج البعض منها بمعلومية الآخر وهذه العلاقات هي :

i - العلاقة بين الكثافة الكلية (γ_b) والوزن النوعى (G_s) ونسبة الفراغات (e) ودرجة التشبع (S):

$$\gamma_b = \frac{G_s + e \cdot S}{1 + e} \cdot \gamma_w \quad \text{.....} \quad (4-1) *$$

أى أن :

$$\gamma_b = \frac{\text{الوزن النوعى} + \text{نسبة الفراغات} \times \text{درجة التشبع}}{1 + \text{نسبة الفراغات}} \times \text{كثافة الماء}$$

$$(\gamma_w) = \text{كثافة الماء (١ طن/م}^3 \text{ أو ١ جرام/سم}^3 \text{)}$$

ii - العلاقة بين الكثافة الجافة (γ_d) والوزن النوعى (G_s) ونسبة الفراغات (e):

$$\gamma_d = \frac{G_s}{1 + e} \cdot \gamma_w \quad \text{.....} \quad (4-2) *$$

أى أن :

$$\text{الكثافة الجافة (طن/م}^3\text{)} = \frac{\text{الوزن النوعي}}{1 + \text{نسبة الفراغات}} \times \text{كثافة الماء}$$

iii- العلاقة بين الكثافة الجافة (γ_d) والكثافة الكلية (γ) ومحتوى الرطوبة (w):

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w} \quad \dots\dots\dots (4-3) \quad *$$

أى أن :

$$\text{الكثافة الجافة (طن/م}^3\text{)} = \frac{\text{الكثافة الكلية (طن/م}^3\text{)}}{1 + \text{محتوى الرطوبة \%}}$$

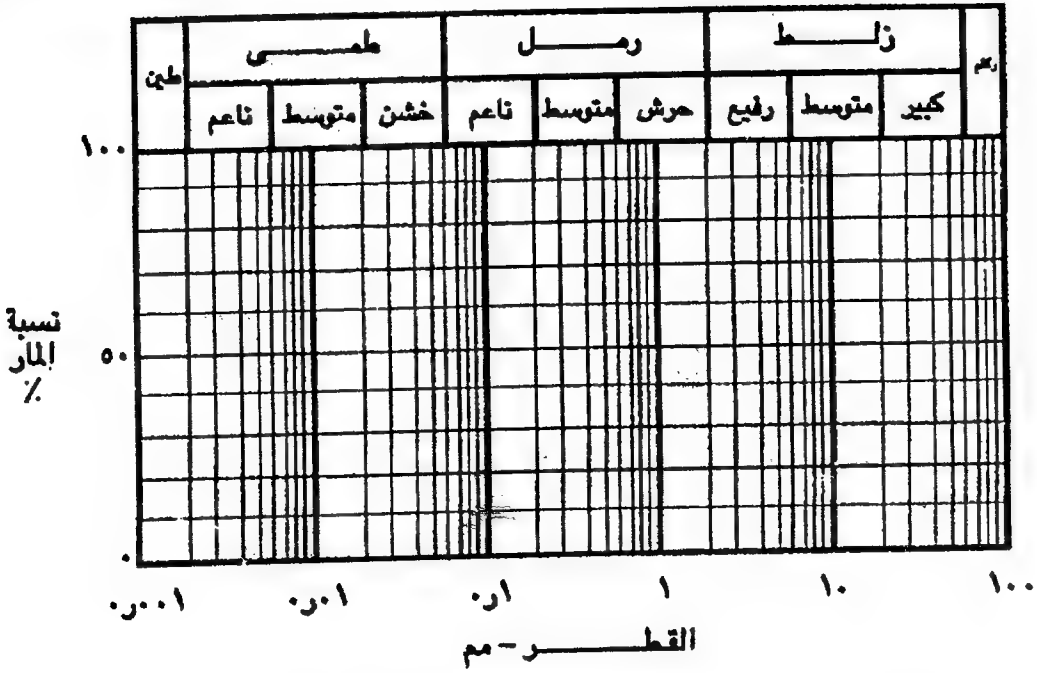
iv- العلاقة بين نسبة الفراغات (e) ودرجة التشبع (S) والوزن النوعي (G_s) ومحتوى الرطوبة (w):

$$e \cdot S = G_s \cdot w \quad \dots\dots\dots (4-4) \quad *$$

٤-٢-٢ التدرج الحبيبي للتربة:

* وكما بينا سابقاً فإنه لتصنيف التربة والوقوف على نسب مقاساتها المختلفة فإنه يجرى اختبار التدرج الحبيبي للتربة وذلك باستخدام مناخل قياسية ويجرى الاختبار طبقاً لخطوات التجربة حيث تستخدم فى هذه التجربة مجموعة مناخل قياسية مع نخل وزن معين لعينة من التربة على هذه المناخل بطريقة قياسية ومقتنة وبتحديد النسبة المئوية المارة من كل منخل على حدة يتم رسم العلاقة بين نسبة المار (%) وفتحة وسعة المنخل (مم) وذلك على نموذج رسم بياني المبين بالشكل (٤-٣).

* ومن هذا المنحنى يمكن تصنيف نوع التربة وإيجاد درجة تدرجها كما بينا سابقاً عند تصنيف التربة.

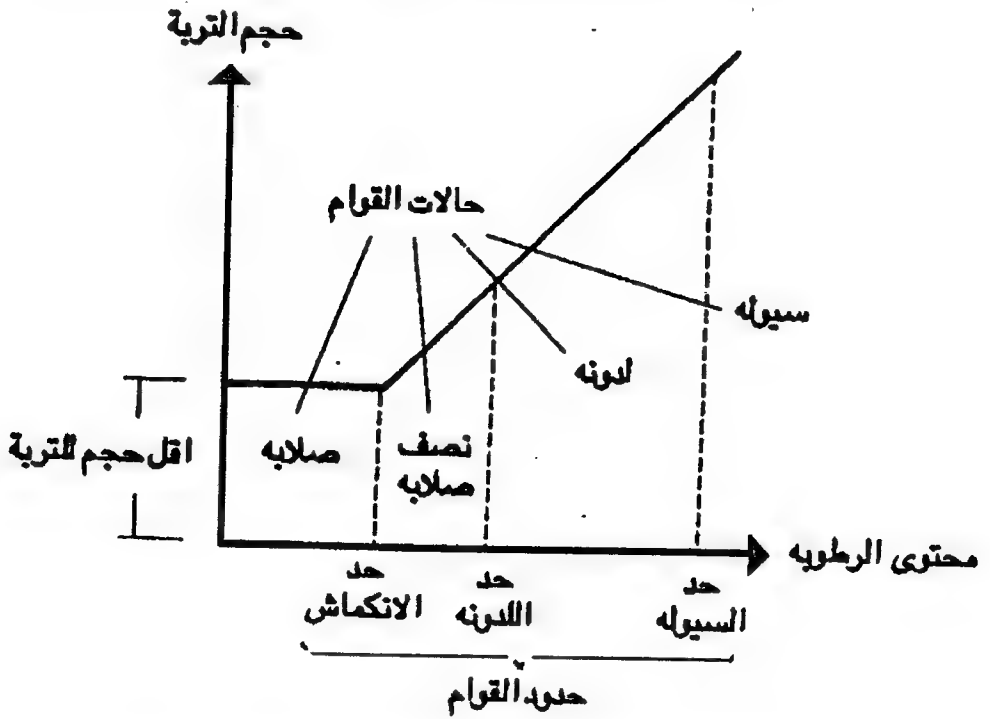


شكل (٤-٣) نموذج الرسم البياني المستخدم في توقع نتائج تجربة التدرج

٤-٢-٣ حدود قوام التربة "حدود أتربرج للدونة" للتربة الناعمة:

★ للوقوف على نوعية التربة الناعمة (الطينية والطينية) ومدى تأثيرها بوجود المياه فيها وحالة قوامها حسب نسبة المياه الموجودة والمحتوية عليها فإنه يتم ذلك بتحديد ما يعرف بحدود قوام التربة.

★ لبيان حدود قوام التربة فإنه عند خلط عينة من التربة الناعمة أو الجزء الناعم المار من منخل رقم ٤٠٠ للتربة الخشنة لمعرفة نوعية هذا الجزء الناعم بنسبة عالية من المياه فإنها تكون في حالة سيولة (روية) ولا تكون للتربة في هذه الحالة أي مقاومة ولا تتحمل أية أحمال وبالإشارة إلى الشكل (٤-٤) وعندما يقل محتوى الرطوبة إلى حد معين وتبدأ وتصبح التربة لها قوام لدن (قابل للتشكل) يسمى هذا الحد بحد السيولة (Liquid Limit). ومع تقليل محتوى الرطوبة إلى الحد الذي عنده تفقد التربة مرونتها ولدونتها وتبدأ في التشقق عند التشقق، يسمى هذا الحد بحد اللدونة (Plastic Limit).



شكل (٤ - ٤) العلاقة المتبادلة بين محتوى الرطوبة وحالات القوام المختلفة للتربة

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يقال أن التربة لدنة (أو في حالة قابلة للتشكل) عندما يكون محتوى الرطوبة فيها محصوراً بين حدى السيولة واللدونة للتربة حيث فى هذا المدى (بين حدى السيولة واللدونة) تكون التربة قابلة للإبضاغ والهبوط تحت الأحمال ولكن لها بعض المقاومة التى تزيد مع نقص نسبة ومحتوى المياه فيها، هذا وعند حد اللدونة تكون التربة مشبعة بالمياه ولكنها قوية إلى حد ما وقابليتها للهبوط صغيرة.

★ ومع تقليل محتوى الرطوبة بالتربة عن حد اللدونة تكون التربة فى حالة نصف صلابة حتى تصل التربة أقل حجم ممكن مع نقص محتوى الرطوبة، حيث تتقارب وتنضغط التربة إلى أقل درجة ممكنة وعندئذ يسمى محتوى الرطوبة الذى تصل عنده التربة إلى أقل حجم ممكن بحد الإنكماش (shrinkage limit)، هذا وبين حدى اللدونة والإنكماش تكون التربة مشبعة بالمياه ولها مقاومة عالية.

* ومع تقليل محتوى الرطوبة بالتربة عن حد الإنكماش تصبح التربة صلبة وغير مشبعة بالمياه حتى تصل إلى الجفاف الكامل بدون تغيير في الحجم. وفي هذه المرحلة (محتوى الرطوبة للتربة أقل من حد الإنكماش) بالرغم من قوة التربة الناعمة وصلابتها والغير مشبعة بالمياه إلا أنها يمكن أن تسبب مشاكل إذا ما تم التأسيس عليها، إذ أنها عند تعرضها للمياه ستكون قابلة للتغير الحجمي مصحوباً بنقصان في مقاومتها وهذا بدوره يؤدي إلى عدم استقرار المنشآت التي سوف تركز عليها.

* هذا ويبين الجدول التالي (٤-٣) قيم معاملات وحدود القوام لبعض أنواع التربة المصرية.

جدول (٤-٣) معاملات وقيم حدود القوام لبعض أنواع التربة المصرية

نوع التربة	حد السيولة %	حد اللدونة %	حد الإنكماش %
طين طميى بنى (نيلى)	٨٤-٥٤	٣٣-٢٦	١٨-١٢
طمي طيني رمادى داكن (نيلى)	٦٦-٣٢	٤٠-٢٤	٢٠-١٦
طين طميى رمادى داكن (بحرى)	١١٠-٦٠	٦٧-٣٥	١٨-١٤
طمي طيني عضوى (بحرى)	١٠٥-٥٥	٧٠-٣٥	١٩-١٦
طين بنى مائل للإحمرار (أسوان)	٨٤-٦٨	٢٩-٢٥	١٢-٨
طين رمادى (صحراوى)	٨٥-٥٧	٣١-٢٥	١٢-٨

٤-٢-٤ الكثافة النسبية للتربة الرملية:

* للتعبير عن كيفية ترسيب وترتيب طبقات من الرمل في الطبيعة وبالتالي كثافتها لبيان مدى تفككها وارتباطها وتداخلها مع بعضها في حالتها الموجودة عليها فإن ذلك يقاس بما يعرف بالكثافة النسبية.

* وكما هو معروف بأن الكثافة الحقلية للرمل تعتمد على شكل الحبيبات المترسبة وتدرج هذه الحبيبات وطريقة ترسيبها ثم الظروف والمتغيرات التي تلى ذلك (كتعرضها لهزات أرضية أو تجمع طبقات أعلاها).

★ وكما هو ملاحظ أيضاً أن التربة الرملية في الطبيعة في الطبقات المختلفة على الأعماق المختلفة الموجودة عليها فإنها عامة ما تكون مختلفة الكثافة علاوة على اختلاف تدرجها وشكل حبيباتها.

★ ولبيان وفهم ماهية الكثافة النسبية للرمل فإنه يمكن تمثيل حبيبات الرمل بكرات متساوية القطر. هذه الكرات يمكن أن تتواجد في صورة تركيبين أحدهما يتيح تواجد أكبر نسبة محتملة للفراغات بين هذه الحبيبات والثاني يجعل الفراغات بين الحبيبات في أدنى حد لها كما هو مبين بالشكل (٤-٢) أي الشكلين (أ)، (ب) يمثلان الحد الأعلى والأدنى لنسبة الفراغات في تربة رملية ما، فإذا كانت حبيبات التربة في ترتيب مثل الموضح في الشكل (جـ) بصفة عامة يقع ما بين هذين الحدين فإن نسبة الفراغات المناظرة لهذا الشكل (جـ) ستكون أقل من الحد الأقصى شكل (أ) وأعلى من الحد الأدنى (ب)، وتقدر درجة قرب نسبة الفراغات هذه للحالة (جـ) من هذين الحدين بالكثافة النسبية والتي يمكن تعريفها كالآتي :

$$D_r \% = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 \quad \dots\dots\dots (4-5)$$

أي أن :

$$\frac{\text{نسبة الفراغات القصوى} - \text{نسبة الفراغات الحقلية}}{\text{نسبة الفراغات القصوى} - \text{نسبة الفراغات الدنيا}} = \text{الكثافة النسبية (Relative Density)} \quad \times 100$$

- حيث (e_{max}) : هي نسبة الفراغات القصوى
 ، (e_{min}) : هي أدنى قيمة لنسبة الفراغات
 ، (e) : هي نسبة الفراغات الحقلية للتربة في حالتها الموجودة عليها

ملحوظات هامة:

- يمكن إيجاد وتقدير قيمة الكثافة النسبية (D_r %) لأي نوع من أنواع التربة الغير متماسكة مثل الرمل أو الزلط بدون مواد ناعمة (طمي وطين).

- تعبر درجة الكثافة النسبية للرمل عن قدرة تحمل هذا الرمل وبالتالي يمكن استخدام هذه الكثافة في تقدير قدرة تحمل تربة الإحلال أسفل الأساسات.
- يمكن تقدير نسبة دمك التربة بمعلومية الكثافة النسبية لها فإذا كانت نسبة الفراغات للتربة بالموقع (e) قريبة من الحد الأدنى لنسبة الفراغات (e_{min}) مما يعطى كثافة نسبية (D_r) أقرب إلى ١٠٠% كان ذلك دليلاً على قوة دمك التربة، والعكس إذا كانت قيمة الكثافة النسبية صغيرة دل ذلك على تفكك وعدم دمك التربة للحد المناسب لمقاومة وتحمل الأساسات عليها ويبين الجدول التالي (٤-٤) توصيف للتربة الرملية بناءً على قيمة الكثافة النسبية لها.

جدول (٤-٤) توصيف التربة الرملية طبقاً لكثافتها النسبية

الكثافة النسبية لها (%)	وصف التربة الرملية
أقل من ١٥	مفككة جداً
٣٠-١٥	مفككة
٦٥-٣٥	متوسطة الكثافة
٨٥-٦٥	كثيفة
أكبر من ٨٥	كثيفة جداً

- أنه ليس بالضرورة أن يكون الرمل المتدرج أو جيد التدرج ذو قدرة عالية للتحمل وكثيفاً وأيضاً ليس بالضرورة أن يكون الرمل الناعم مفككاً.

٤-٣ التجارب المعملية لتحديد وتعيين قيمة معاملات الخواص

الطبيعية للتربة:-

التجربة الأولى: تعيين محتوى الرطوبة للتربة:

الأجهزة والأدوات:

علب فارغة مخصصة لتعيين محتوى الرطوبة - موازين حساسة دقة ٠,٠٠١، ٠,٠٠١، ٠,٠١ - فرن حرارى - مجفف.

الخطوات:

- ١- يتم تعيين وزن علبة فارغة من العلب المخصصة لتعيين محتوى الرطوبة وذلك بغطائها وليكن (W₁).
- ٢- يتم وضع عينة من التربة الرطبة بحالتها داخل العلبة وتغطى ثم توزن وليكن وزنها (W₂).
- ٣- يكشف الغطاء ويوضع أسفل العلبة وتوضع العلبة بالغطاء فى فرن حرارى لمدة ٢٤ ساعة وذلك فى درجة حرارة تتراوح ما بين ١٠٥ - ١١٠ م.
- ٤- يتم إخراج العلبة من الفرن وتوضع فى مجفف حتى تبرد.
- ٥- يتم وزن العلبة بالعينة بعد جفافها وليكن (W₃).
- ٦- يتم حساب محتوى الرطوبة من العلاقة والمعادلة التالية :

$$w \% = \frac{W_2 - W_3}{W_3 - W_1} \times 100$$

*

التجربة الثانية : تعيين الوزن النوعى للتربة:الأجهزة والأدوات:

- قنينة كثافة سعة ٥٠ سم^٣ لتعيين الوزن النوعى للتربة الناعمة -
بايكنومتر سعة ٥٠٠ سم^٣ لتعيين الوزن النوعى للتربة الخشنة.

الخطوات:

- ١- يتم وزن القنينة (أو البايكنومتر) فارغاً وليكن (W₁).
- ٢- يتم وضع عينة من التربة الجافة فى القنينة (أو البايكنومتر) وتوزن وليكن وزنها (W₂).
- ٣- يتم إضافة ماء إلى القنينة (أو البايكنومتر) حتى تمتلئ ثم توزن وليكن وزنها (W₃).
- ٤- تسكب محتويات القنينة (أو البايكنومتر) بتفريغ ما بداخلها وتنظف ثم تملأ بالمياه وتوزن وليكن وزنها (W₄).
- ٥- يتم حساب الوزن النوعى للتربة من المعادلة :

$$G_s = \frac{W_2 - W_1}{(W_2 - W_1) - (W_3 - W_4)} \quad *$$

ملحوظة:

لضمان عدم تواجد هواء محبوس للتربة بالقنينة بالخطوة رقم (٣) يتم تسخين القنينة على نار هادئة حتى يخرج كل الهواء المحبوس أو يتم استخدام مفرغة هواء بسيطة من النوع الذى يعمل بدفع المياه من الحنفية العادية، أما بالنسبة للبايكنومتر فيكتفى بتقليب التربة داخله بقضيب زجاجى لطرد الهواء المحبوس.

مثال:

تم إجراء تجربة الوزن النوعى على عينة من التربة الطينية وكانت النتائج المتحصل عليها كما يلى :

• وزن القنينة فارغة = ٤٢,٢٠ جرام W_1

• وزن القنينة + عينة التربة الجافة = ٦٠,٨٠ جرام W_2

• وزن القنينة + التربة + الماء = ٩٢,٠٠ جرام W_3

• وزن القنينة + الماء = ٨٠,١٠ جرام W_4

∴ الوزن النوعى لهذه التربة $(G_s) = \frac{W_2 - W_1}{(W_2 - W_1) - (W_3 - W_4)}$ لأقرب

رقمين عشريين

$$G_s = \frac{60.8 - 42.20}{(60.8 - 42.4) - (92.0 - 80.1)} = 2.78$$

التجربة الثالثة : إيجاد التدرج الحبيبي للتربة باستخدام المناخل القياسية:

الأجهزة والمعدات:

مجموعة من المناخل القياسية كما هو موضح بالجدول (٤-٥) - هزاز ميكانيكى - ميزان حساس.

جدول (٤-٥) مجموعة المناخل القياسية طبقاً لـ ASTM

سعة ومقاس المنخل	الفتحة (مم)	سعة ومقاس المنخل	الفتحة (مم)
١,٥ بوصة	٣٨,١	رقم ٢٥	٠,٧٠٧
٤/٣ بوصة	١٩,٠٠	رقم ٤٠	٠,٤٢
رقم ٤	٤,٧٦	رقم ١٠٠	٠,١٤٩
رقم ٧	٢,٨٨	رقم ٢٠٠	٠,٠٧٥
رقم ١٤	١,٤٤		

الخطوات:

- ١- يتم تثبيت مجموعة المناخل فوق بعضها بالترتيب وأسفلها صينية بحيث يكون المنخل ذو الفتحة الأكبر من أعلى والمنخل ذو الفتحة لأصغر من أسفل.
- ٢- يتم تجفيف عينة التربة وتفرك حبيباتها باليد بحيث لا تكون ملتصقة مع بعضها البعض ثم توزن وتوضع على أعلى مجموعة المناخل وتغطى بغطاء محكم.
- ٣- يتم وضع مجموعة المناخل على هزاز ميكانيكى ويشغل الهزاز لمدة تتراوح ما بين ١٠-١٥ دقيقة.
- ٤- تفك المناخل من بعضها وتوزن التربة المحجوزة على كل منخل على حدة وكذلك المجتمعة على الصينية بحيث يكون مجموع هذه الأوزان هو وزن العينة المختبرة ككل ويتم وضعها فى جدول يبين العلاقة بين مقاس المنخل (مم) والوزن المحجوز على كل منخل على حدة بالجرام.
- ٥- يتم حساب الوزن الكلى للتربة المحجوزة على كل منخل على حدة وذلك بجمع الوزن المحجوز على هذا المنخل إلى مجموع الأوزان المتبقية على المنخل الأكبر منه مباشرة ثم يلى بعد ذلك حساب النسبة المئوية الكلية المحجوزة على كل منخل وبالتالي يتم تقدير النسبة المئوية الكلية المارة من كل منخل على حدة.

- ٦- يتم رسم العلاقة بين مقياس كل منخل (القطر بالمليمتر) على المحور الأفقى والنسبة المئوية الكلية المارة من هذا المنخل على المحور الرأسى وذلك على رسم بيانى خاص بهذا الغرض مثل الموضح بالشكل (٤-٥).
- ٧- يتم توصيل النقاط الممثلة بنسب الكلية المارة على الرسم إما بخطوط مستقيمة أو بمنحنى والذى يسمى بعد ذلك بمنحنى التدرج الحبيبي.
- ٨- من منحنى التدرج الحبيبي يتم توصيف التربة حسب مكونات الزلط والرمل والمواد الناعمة من كل من الطين والطمى مجتمعين.

- مثال:

تم إجراء تجربة التدرج الحبيبي على عينة من التربة وزنها الكلى ٤٠٠ جرام وكانت نتائج الاختبار كما يلى فى الجدول التالى. المطلوب رسم منحنى التدرج الحبيبي مع توصيف التربة.

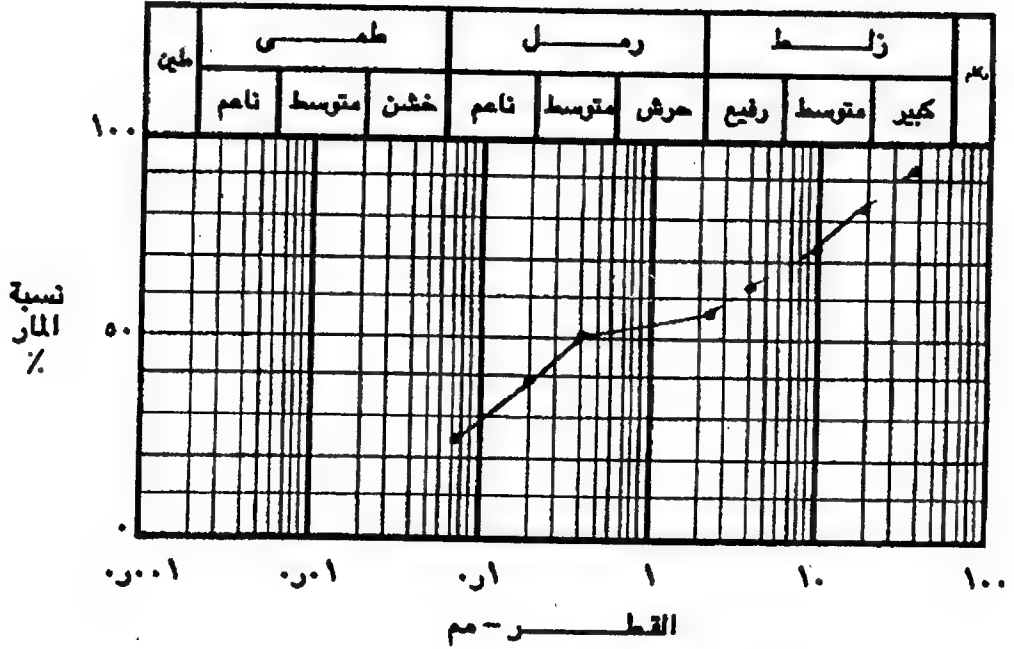
مقياس المنخل (مم)	٣٨	١٩	١٠	٤,٨	٢,٤	٠,٤٢	٠,٢١	٠,٠٧٥
الوزن المحجوز على كل منخل على حدة بالجرام	٣٣	٣٧	٤٣	٣٥	٢٧	٢٤	٤٣	٥٧

- الحل:

- يتم وضع نتائج الاختبار كما فى الجدول التالى لتحديد النسبة المئوية الكلية المارة من كل منخل.

مقياس المنخل (مم)	٣٨	١٩	١٠	٤,٨	٢,٤	٠,٤٢	٠,٢١	٠,٠٧٥
الوزن المحجوز على كل منخل على حدة بالجرام	٣٣	٣٧	٤٣	٣٥	٢٧	٢٤	٤٣	٥٧
الوزن الكلى المحجوز على كل منخل بالجرام	٣٣	٧٠	١١٣	١٤٨	١٧٥	١٩٩	٢٤٢	٢٩٩
الوزن الكلى المار على كل منخل بالجرام	٣٦٧	٣٣٠	٢٨٧	٢٥٢	٢٢٥	٢٠١	١٥٨	١٠١
النسبة المئوية الكلية المارة من كل منخل %	٩١,٧٥	٨٢,٥	٧١,٧٥	٦٣,٠٠	٥٦,٢٥	٥٠,٢٥	٣٩,٥٠	٢٥,٢٥

- يتم رسم النتائج التى فى الجدول السابق وذلك على ورقة رسم بيانى كما هو بين بالشكل (٤-٥) مع توصيل النقاط بمنحنى هو منحنى التدرج الحبيبي.



شكل (٤-٥) منحنى التدرج الحبيبي للمثال السابق

ولتصنيف التربة فمثلاً باتباع طريقة (M.I.T) فتوصف التربة بأنها زلط متدرج ورمل ناعم إلى متوسط وقليل من المواد الناعمة.

التجربة الرابعة : تعيين حدود القوام للتربة (حدود أتربرج) الناعمة:

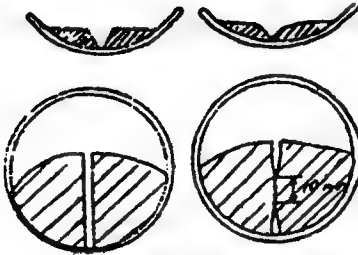
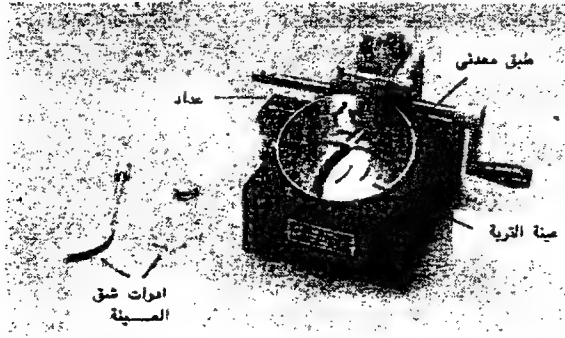
كما هو معروف تجرى تجارب حدود القوام على التربة الطينية والطينية أو الجزء الناعم المار من منخل رقم ٤٠ للتربة الخشنة لمعرفة نوعية هذا الجزء الناعم.

أ) تعيين حد السيولة للتربة الناعمة:

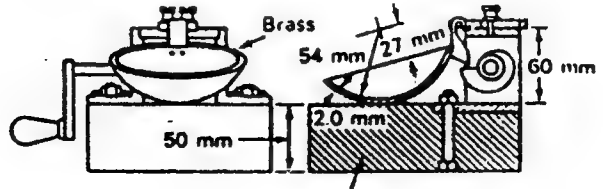
- الأجهزة والمعدات:

جهاز كازاجراندي كما هو مبين بالشكل (٤-٦) - أدوات شق العينة ويتكون هذا الجهاز من طبق معدنى يمكن أن يرتفع بطريقة وبتجهيزة معينة بإدارة اليد الموضحة بالشكل (٤-٦) لمسافة قدرها واحد سم يمكن ضبطها قبل

السبداء فى التجربة ثم يسقط الطبقة سقوطاً حراً على القاعدة - منخل قياس رقم ٤٠ - هون بمدق من المطاط - فرن.



(c) Soil before test Soil after test



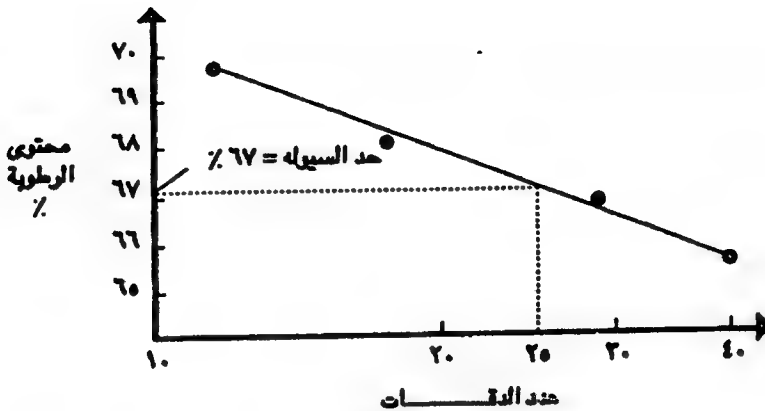
(a) Hard rubber

شكل (٤-٦) جهاز كازجراند لتعيين حد السيولة للتربة الناعمة

الخطوات:

- ١- يتم استخدام عينة طبيعية من التربة بشرط ألا تحتوى على حبيبات كبيرة وبصفة عامة إذا كانت التربة ذات حبيبات كبيرة فيجب نخل العينة على منخل رقم ٤٠ ويؤخذ المار من هذا المنخل ليعتبر العينة التى سوف يتم إجراء الاختبار عليها بعد تجفيفها فى الفرن وصحنها بواسطة هون بمدق من المطاط الجامد.
- ٢- تخلط عينة التربة بعد تجهيزها كما ذكر فى البند (١) وتخلط بكمية من المياه تكفى لكى تكون منها عينة لينة.
- ٣- يتم وضع جزء من العينة فى حوالى الثلث الأمامى من طبق جهاز كازجراند باستخدام سكين المعمل بحيث يكون سمكها فى الطبق واحد سم.

- ٤- يتم تقسيم لعينة فى الطبقة إلى قسمين باستخدام أدوات شق العينة (هناك نموذجين لهذه الأداة تسليح كل منهما لأنواع معينة من التربة حسب لزوجتها). هذه الأداة تجعل المسافة بين القسمين حوالى ٣ مم وفى نفس الوقت تؤكد أن سمك العينة فى الطبقة ١ سم تماماً.
- ٥- يتم إدارة يد جهاز كازجراند بمعدل لفتين فى الثانية وهو معدل دق الطبقة على القاعدة مما يجعل جزئى التربة المنقسمين ينسابان على بعضهما فتضيق المسافة بينهما مع تتابع الدقات إلى أن ينطبقا على بعضهما بامتداد مسافة حوالى ١٣ مم وهنا يتم إيقاف عملية الدق، ويسجل عدد الدقات والذى يبين على عداد خاص بذلك الجهاز.
- ٦- يتم أخذ عينة من التربة التى أجرى عليها الاختبار السابق وتعيين محتوى رطوبتها.
- ٧- تكرر الخطوات السابقة بعد تغيير محتوى الرطوبة للعينة بإضافة نقاط من المياه أو بعض التربة الجافة مع الخلط الجيد، ويفضل أن يتراوح عدد الدقات فى المحاولات المختلفة ما بين ١٠ ، ٤٠ دقة.
- ٨- يتم رسم العلاقة بين عدد الدقات ومحتوى الرطوبة وذلك فى صورة خط مستقيم يتوسط النقط كما هو مبين بالشكل (٧-٤) ومن هذا الخط المستقيم يتم استنتاج حد السيولة وهو عبارة عن محتوى الرطوبة المقابل لعدد خمسة وعشرون دقة بجهاز كازجراند.



شكل (٧-٤) بيانى العلاقة بين عدد الضربات أو الدقات بجهاز كازجراند ومحتوى الرطوبة للتربة الناعمة وكيفية تحديد حد السيولة للتربة

(ب) تعيين حد اللدونة للتربة الناعمة:

- الأجهزة والمعدات:

لوح زجاجي - منخل قياسى رقم ٤٠ - هون بمدق من المطاط - فرن

- الخطوات:

- ١- يتم تجهيز عينة الاختبار مثل عينة اختبار تعيين حد السيولة للتربة وهى إما باستخدام عينة طبيعية بشرط ألا تحتوى على حبيبات كبيرة أو يمكن استخدام عينة بعد تجفيفها فى الفرن ثم صحنها فى هون بمدق من المطاط الجامد مع استبعاد الحبيبات الكبيرة بحيث تمر العينة من منخل رقم ٤٠.
- ٢- يتم خلط العينة بكمية من المياه تكفى لكى تكون منها عجينة لدنة.
- ٣- يتم فتل العينة على لوح زجاجى باستخدام أصابع اليد. يلاحظ أن الحبل يبدأ فى التشقق إذا صغر قطره عن مقياس معين حسب قوام العينة - تكرر عملية الفتل للحبل حتى يبدأ الحبل فى التشقق عند قطر ٣ مم كما هو مبين بالكروكي (٤-٨).



شكل (٤-٨) كيفية تعيين حد اللدونة

- ٤- يتم أخذ عينة من الحبل ويعين محتوى رطوبتها.
- ٥- يتم تكرار التجربة ثلاثة مرات على الأقل ثم يحسب متوسط محتوى الرطوبة لهذه التجارب فيكون هو حد اللدونة المطلوب.

ج) تعيين حد الانكماش للتربة الناعمة:

- الأجهزة والمعدات:

فرن - هون بمدق من المطاط الجامد - منخل رقم ٤٠ - لوح بلاستيك
لدفع العينة الجافة فى الزئبق - وعاء تجهيز العينة - وعاء لقياس حجم العينة
الجافة - جفنة.

- الخطوات:

١- يتم تجهيز عينة الاختبار مثل عينات الاختبار حدى السيولة واللدونة كما
ذكرنا.

٢- يوزن وعاء منتظم معلوم الأبعاد (بحيث يمكن حساب حجمه وليكن V_1)
بعد دهانه من الداخل بالفازلين.

٣- يتم عجن عينة التربة بكمية وفيرة من المياه وتوضع داخل الوعاء إلى أن
يتملى ثم يوزن الوعاء مملوءاً بالتربة وليكن وزن التربة (W_1).

٤- يتم وضع الوعاء داخل فرن حتى تجف العينة ثم يوزن ثم يحسب وزن
العينة بعد جفافها وليكن (W_d) ومنه يتم حساب محتوى الرطوبة الابتدائى
وليكن (w_1).

٥- ترفع العينة من الوعاء ويملاً بالزئبق.

٦- نحفر جفنه ونضع بداخلها الوعاء المملوء بالزئبق وتدفع العينة الجافة
لتغوص فى الزئبق باستخدام لوح بلاستيك فتزاح كمية من الزئبق وتتجمع
فى الجفنة.

٧- يوزن الزئبق المزاح ويقسم الوزن على كثافة الزئبق (13.53 جرام/سم^٣)
وبذلك يتم حساب حجم العينة الجافة (V_d).

٨- يتم حساب حد الانكماش للتربة (S.L) من العلاقة التالية :

$$S.L = \left[w_1 - \frac{(V_1 - V_d) \gamma_w}{W_d} \right] \times 100 \quad \dots\dots\dots (4-5) *$$

(د) تعيين الكثافة الحقلية للتربة (كثافة التربة فى الموقع)

(Bulk Density) والكثافة الجافة للتربة (Dry Density):

i - أهمية الكثافة الكلية والكثافة الجافة:

• كما ذكرنا سابقاً فإن الكثافة الكلية (الحقلية) للتربة هى عبارة عن وزن حجم معين من التربة بحالته الموجود عليها وهو.

$$\gamma_b = \frac{(w_s) \text{ الوزن الكلى للتربة}}{(V_t) \text{ (الحجم الكلى للتربة)}}$$

وذلك بوحدات طن/م³ أو جرام/سم³

كما وأن الكثافة الجافة هى عبارة عن وزن الحبيبات الصلبة (w_s) مقسوماً على الحجم الكلى للتربة (V)

$$\text{i.e. } \gamma_d = \frac{w_s}{V}$$

بوحدات طن/م³ أو جرام/سم³

هذا وأن هناك علاقة بين الكثافة الكلية والكثافة الجافة ومحتوى الرطوبة للتربة (w %) كما يلى :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w \%}$$

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يتم تعيين كثافة التربة الحقلية لأغراض مختلفة نذكر منها :

(أ) فى حسابات الجهد الكلى الواقع على التربة عند منسوب معين أسفل سطح الأرض وهو يساوى جهد التربة الصافى عند منسوب التأسيس + وزن

عمود التراب فوق منسوب سطح الأرض (γ_b)

$$\text{i.e. } f_t \cong f_{\text{net}} + \gamma_b h \quad t/m^2$$

وأن وزن عمود التربة بالضبط (γ_b h) يعادل سمك كل طبقة من التربة (h_i) تعلو ذلك المنسوب فى كثافتها (γ_{bi}).

$$\text{i.e. } \gamma_b h = \sum \gamma_{bi} h_i \quad t/m^2$$

ب (تقدير قدرة وقوة تحمل طبقة معينة من التربة وصلاحياتها للتأسيس عليها كما هو الحال عند تنفيذ طبقة إحلال فى موقع معين لإنشاء مبنى أو طبقة أساس لطريق وذلك عن طريق تحديد كثافة التربة الجافة لهذه التربة (γ_d) بعد تعيين كثافتها الكلية (γ_b) وتحديد ما يسمى بدرجة الدمك النسبى للتربة وهى عبارة عن النسبة بين الكثافة الجافة للتربة فى الموقع (γ_d) وأقصى كثافة جافة محتملة لهذه التربة ($\gamma_{d \max}$)

$$\text{i.e. } D_r \% = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d \max}} \times 100$$

وبديهي أنه كلما زادت الكثافة الجافة للتربة (γ_d) كلما زادت نسبة المواد الصلبة فى التربة مما يعطى دليلاً ومؤشراً عن اكتساب التربة قوة ومقاومة تحمل عالية.

ii - تحديد وتعيين كثافة التربة الحقلية والكثافة الجافة لها:

لتحديد كثافة التربة داخل حفرة اختبار أو على سطح طبقة إحلال لأساس ما أو على سطح مهاد كأساس لطريق ما، يتم استخدام إحدى الطريقتين الآتيتين وذلك حسب نوعية التربة كما يلى :

أ (طريقة القالب ذو الحد القاطع:

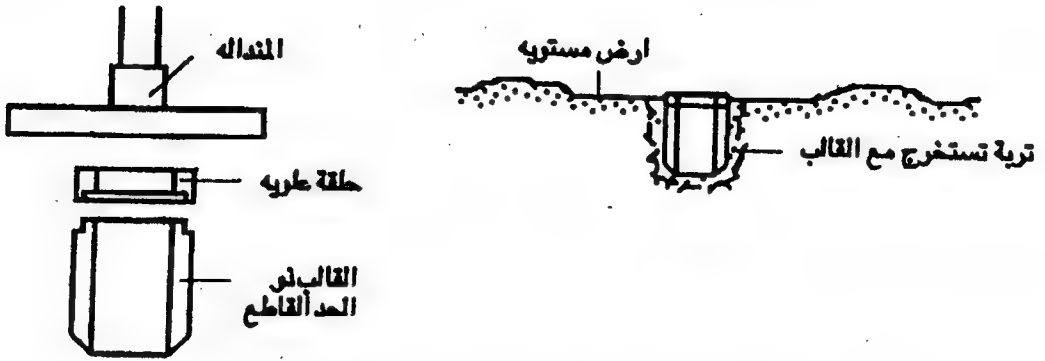
تستخدم هذه الطريقة فى حالة تعيين الكثافة الكلية والجافة للتربة المتماسكة (cohesive soil).

- الأجهزة والمعدات:

القالب ذو الحد القاطع ومشتلاته من حلقة علوية ومندالة - ميزان حساس - علب فارغة - قدة حديدية.

- الخطوات:

- 1- يتم تسوية سطح التربة العلوى ويوضع عليه القالب بالحلقة العلوية وكما هو مبين بالشكل (٩-٤).



شكل (٩-٤) طريقة القالب ذو الحد القاطع لتعيين الكثافة الحقلية للتربة المتماسكة

- ٢- يتم دق القالب باستخدام مندالة يدوية حتى يغوص في التربة إلى حوالى نصف ارتفاع الحلقة العلوية.
- ٣- يتم الحفر حول القالب حتى يخرج بالتربة عالقة بجوانبه وبارزة بعض الشيء من أسفله.
- ٤- يتم إزالة التربة العالقة بجوانب القالب وتخلع الحلقة العلوية ويسوى سطحى التربة السفلى والعلوى مع نهايتى القالب بقدة حديدية.
- ٥- يتم وزن القالب بالتربة وبمعرفة وزنه فارغاً يتم تعيين وزن التربة التى تملؤه.
- ٦- يتم حساب حجم التربة التى تملأ القالب وذلك من قياس أبعاد القالب.
- ٧- يتم حساب كثافة التربة الحقلية بقسمة وزن التربة فى الخطوة (٥) على حجم التربة فى الخطوة (٦) بوحدات طن/م^٣ أو جرام /سم^٣ (γ_b).
- ٨- يتم إخراج عينة التربة من القالب ثم يتم أخذ عينة من داخلها لتعيين محتوى الرطوبة الحقلية ($w\%$).

٩- بمعلومية الكثافة الحقلية (γ_d) (t/m^3 or gr/cm^3) $\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1+w\%}$

ب) طريقة المخروط الرملى (Sand Cone method):

تستخدم هذه الطريقة فى حالة تعيين الكثافة الحقلية أو الجافة للتربة المفككة الرملية أو الزلطية (Non cohesive soil) أو الطين الجاف الذى يتفتت بالدق.

الأجهزة والمعدات:

جهاز المخروط الرملى بمشتملاته وهو يتكون من مخروط عليه حمام مركب عليه خزان لسكب الرمل - وعاء قياسى - صينية كما هو مبين بالشكل (١٠-٤) - ميزان - أكياس نايلون.



شكل (١٠-٤) جهاز المخروط الرملى لتعيين الكثافة الحقلية للتربة الرملية أو الزلطية

الخطوات:

- ١- يتم فى المعمل تحضير عينة قياسية من الرمل الجاف النظيف منتظم الحبيبات وذلك بنخل الرمل على منخل ذو مقاس متوسط معين وليكن منخل رقم ١٤ مثلاً (١,٤١ مم) وأخذ المار منه ثم نخله مرة تالية على منخل أقل مقاساً منه وليكن منخل رقم ٢٥ (٠,٧٧ مم) وأخذ المحجوز عليه وبذلك يكون مقاس جميع حبيبات الرمل المحضر منتظماً وذو مقاس واحد يطلق عليه مار من رقم (١٤) ومحجوز على منخل رقم (٢٥).

- ٢- يتم وضع كمية من الرمل المحضر القياسى السابق إعداده داخل خزان سكب الرمل بحيث يمتلئ تماماً ويوزن (W_1).
- ٣- يوضع الخزان والمخروط على سطح مستوى وذلك بالكيفية المبينة بالشكل (١١-٤) ويفتح الصمام ليسقط الرمل من داخل الخزان ويملاً المخروط السفلى.
- ٤- يتم قفل الصمام ويوزن الخزان بالرمل المتبقى فيه وليكن (W_2).
- ٥- يتم حساب وزن الرمل الذى يملأ المخروط وهو يساوى ($W_c = W_1 - W_2$).
- ٦- يملأ الخزان ثانية بالرمل القياسى ويوزن وليكن (W_3).
- ٧- يتم وضع فوهة المخروط على فوهة وعاء قياسى ذو حجم معلوم أبعاده منتظمة بحيث يمكن تقدير حجم الوعاء وليكن (V_n) على أن يكون قطر الوعاء مثل مقياس قطر فوهة المخروط بالضبط ويفتح الصمام لينسكب الرمل من الخزان ويملاً الوعاء القياسى وبالطبع الجزء المخروطى الشكل.
- ٨- يتم قفل الصمام ويوزن الخزان بالرمل المتبقى فيه وليكن (W_4).
- ٩- من الوزنين السابقين (W_3) ، (W_4) يحسب وزن الرمل الذى يملأ الوعاء القياسى (W_n) وذلك بمعرفة وزن الرمل الذى يملأ المخروط (W_c) كالآتى:

$$\text{i.e. } W_n = W_3 - W_4 - W_c$$

- ١٠- يتم حساب كثافة الرمل المختار القياسى عندما ينسكب من الخزان ويمر من فتحة الصمام إلى المخروط القياسى وذلك بقسمة وزن الرمل الذى يملأ الوعاء (W_n) على حجم الوعاء (V_n).

$$\text{i.e. } \gamma_{\text{sand}} = \frac{W_n}{V_n} \text{ gr/cm}^3$$

ملحوظة: الخطوات السابقة من (١) إلى (١٠) يتم عملها وإعدادها فى المعمل مسبقاً قبل الذهاب إلى الموقع يلى ذلك الخطوات من (١٠) إلى (١٩) والتي يتم عملها وإجراؤها فى الحقل.

- ١١- يؤخذ الجهاز إلى الموقع بعد ذلك مع كمية مناسبة من الرمل القياسى السابق تجهيزه فى المعمل فى الخطوة رقم (١) وذلك بالإضافة إلى صينية ملحقة بالجهاز مزودة بفتحة دائرية فى منتصفها قطرها هو نفس قطر فوهة المخروط كما يؤخذ ميزان وأكياس بلاستيك.
- ١٢- يتم تسوية سطح الأرض فى المكان المطلوب إجراء التجربة عليه (السطح العلوى للتربة) ثم توضع عليه الصينية.
- ١٣- يتم حفر التربة من الفتحة الوسطى التى بالصينية بحيث يخرج ناتج الحفر متجمعاً فوق الصينية ويستمر الحفر حتى الوصول على حفرة أسطوانية مساوية تقريباً فى العمق للوعاء القياسى المعملى، ويوضع ناتج الحفر فى كيس بلاستيك ويقل ويوزن لمعرفة وزن التربة المستخرجة من الحفرة بحالتها الطبيعية وليكن (W).
- ١٤- يتم وزن الخزان الرملى ذو المخروط وليكن (W₅) ثم يتم وضع فوهة المخروط فوق فتحة الصينية أى أعلى الحفرة ثم يفتح الصمام لينسكب (رمل من الخزان فيملأ الحفرة زائد طبعاً المخروط. يقلل الصمام ويرفع الخزان ويوزن وليكن (W₆).
- ١٥- يتم حساب وزن الرمل الذى يملأ الحفرة وليكن (W_h).

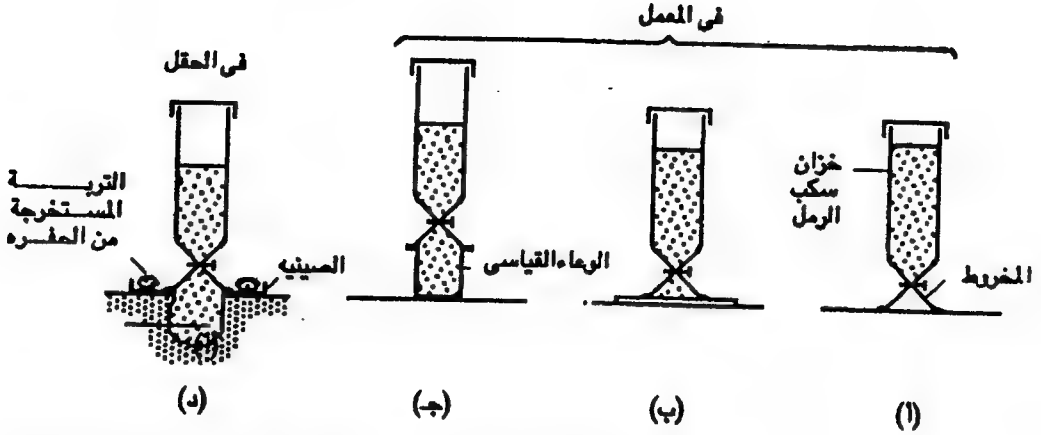
$$W_h = W_5 - W_6 - W_c \quad (gr)$$
- ١٦- بمعلومية كثافة الرمل القياسى المحددة معملياً (γ_s) فى الخطوة رقم (١٠) يتم حساب حجم الرمل الذى ملأ الحفرة أى أن حجم الحفرة (V) يعادل :

$$V = W_h / \gamma_s$$
- ١٧- يتم حساب كثافة التربة الحقلية (فى الموقع) (γ_b) وذلك بقسمة وزن التربة الذى يملأ الحفرة (W_h) على حجم الحفرة (V) أى :

$$\gamma_b = \frac{W_h}{V} \quad (gr/cm^3)$$
- ١٨- يتم تعيين محتوى الرطوبة للتربة المستخرجة من الحفرة وليكن (w %).

١٩- يتم حساب كثافة التربة الجافة (γ_d) من المعادلة :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w \%} \quad (\text{gr/cm}^3)$$



شكل (٤-١١) خطوات تعيين الكثافة الحقلية للتربة الغير متماسكة باستخدام طريقة المخروط الرملى

مثال:

المطلوب إجراء وتحديد قيمة الكثافة الجافة للتربة بالموقع وذلك على السطح العلوى لتربة الإحلال المستخدمة فى أساسات مشروع ما وهى من الرمل النظيف وذلك بعد أن تم دمك طبقة الإحلال طبقاً للأصول والاشتراطات الفنية.

الحل: فى المعمل:

- ١- يتم تجهيز عينة قياسية من الرمل فى المعمل.
- ٢- يتم تحديد وزن الرمل السدى يملأ مخروط الجهاز وكذلك كثافة الرمل المنسكب من الخزان وذلك بدلالة المعلومات والنتائج التالية :
- وزن الخزان مملوء بالرمل القياسى = $W_1 = ٨١٠٠$ جرام
- وزن الخزان بعد ملئ المخروط = $W_2 = ٧٦٠٠$ جرام
- وزن الخزان مملوء بالرمل مرة ثانية = $W_3 = ٨١١٠$ جرام

- وزن الخزان بعد ملئ المخروط والوعاء القياسى $(W_4) = ٦١٦٠$ جرام
- قطر الوعاء القياسى = ١٠ سم
- ارتفاع الوعاء القياسى = ١٢ سم
- تجرى الحسابات المعملية كالاتى :
- ∴ وزن الرمل الذى يملأ المخروط $(W_c) = W_2 - W_1 = ٨١٠٠ - ٧٦٠٠ = ٥٠٠$ جرام
- وزن الرمل الذى يملئ الوعاء القياسى $(W_n) = (W_3 - W_4 - W_c)$
- أى أن $(W_n) = ٨١١٠ - ٦١٦٠ - ٥٠٠ = ١٤٥٠$ جرام
- حجم الوعاء القياسى $(V_n) = ٣,١٤ \times (٥)^2 \times ١٢ = ٩٤٢$ سم^٣
- ∴ كثافة الرمل الذى يسكب من الخزان والذى سوف يستعمل فى إجراء التجربة فى الحقل (γ_s)

$$\gamma_s = \frac{W_n}{V_n} = \frac{1450}{942} = 1.54 \text{ (gr/cm}^3\text{)} \quad (\text{جرام/سم}^3)$$

- ٣- بعد الذهاب إلى الحقل أجرى اختبار الكثافة على تربة الإحلال وكانت النتائج الحقلية كما يلى :
- وزن التربة المستخرجة من الحفرة $(W) = ٢٨٠٠$ جرام
- وزن الخزان وهو مملوء بالرمل القياسى $(W_5) = ٨١١٠$ جرام
- وزن الخزان بعد ملئ المخروط والحفرة بالرمل $(W_6) = ٥٤١٠$ جرام
- ٤- يتم تحديد الكثافة الحقلية للتربة بالموقع كما يلى بمعلومية المعلومات والنتائج الحقلية والمعملية السابقة :
- وزن الرمل الذى يملأ الحفرة $(W_h) = W_5 - W_6 - W_c = ٨١١٠ - ٥٤١٠ - ٥٠٠ = ٢٢٠٠$ جرام

$$\text{حجم الحفرة (V)} = \frac{(W_h)}{\gamma_s} = \frac{2200}{1.04} = 2115.38 \text{ سم}^3$$

$$\text{كثافة التربة الحقلية لتربة الإحلال (\gamma_b)} = \frac{(W_h)}{V} = \frac{2800}{2115.38} = 1.32$$

جرام/سم³

٥- يتم تحديد محتوى الرطوبة للتربة بالموقع وذلك بعد الرجوع إلى المعمل حيث أخذت عينة من التربة وزنها ٨٠ جرام من داخل الكيس المحفوظ به التربة المستخرجة من الحفرة وتم تجفيفها بالفرن فنقص وزنها إلى ٦٥ جرام.

$$\text{محتوى الرطوبة (w) \%} = \frac{65 - 80}{65} \times 100 = 23.1 \%$$

٦- بمعلومية الكثافة الحقلية (\gamma_b) فى الخطوة رقم (٤) السابقة ومحتوى الرطوبة (w) فى الخطوة رقم (٥) يتم حساب الكثافة الجافة (\gamma_d) كالتالى :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w \%} = \frac{1.96}{1 + 0.231} = 1.59 \text{ (gr/cm}^3\text{)}$$

هـ) تعيين الكثافة النسبية للتربة الرملية (Dr %):

• كما ذكرنا سابقاً فإن الكثافة النسبية للتربة تعبر عن كثافتها ودرجة ونسبة دمكها فى الطبيعة وذلك بتحديد مدى قرب نسبة فراغاتها الفعلية الموجودة عليها (e) بالحدين الأعلى (e_{max}) والأدنى (e_{min}) لنسبة فراغات محتملة لنوعية التربة والتي تتوقف على تدرجها وشكل حبيباتها وذلك من المعادلة التالية :

$$D_r \% = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 = (D_r) \text{ الكثافة النسبية}$$

• إذا كانت تربة إحلال أو تربة رملية طبيعية تتكون من الرمل أو الزلط بدون مواد ناعمة (طين وطين) فإنه يمكن تقييم درجة تحملها بإيجاد الكثافة النسبية لها وذلك بالخطوات التالية :

١- تحضر عينة من الرمل ونجففها ثم نأخذ منها وزن مناسب يوضع داخل وعاء منتظم الأبعاد ونجرى عملية هز الوعاء بحيث يملأ الرمل أقل حجم وحيز ممكن بالوعاء، ثم يتم تعيين وزن الرمل الذي يملأ الوعاء ثم يتم تعيين أقصى كثافة جافة للتربة ($\gamma_d \max$) بقسمة وزن الرمل على حجم الوعاء.

٢- بمعلومية أقصى كثافة جافة ($\gamma_d \max$) يتم تعيين أقل نسبة للفراغات ممكنة (e_{\min}) من العلاقة :

$$\gamma_d (\max) = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e_{\min}}$$

حيث (G_s) الوزن النوعي ، (γ_w) = كثافة الماء (١ جرام/سم^٣)
أى أن :

$$\text{i.e. } e_{\min} = \frac{G_s - \gamma_d \max}{\gamma_d \max}$$

٣- يتم أخذ كمية أخرى من الرمل ونضعها فى الوعاء برفق إلى أقصى حد ممكن لتكوين هيكلًا هشاً ومفككاً من التربة، ثم يتم حساب وزن التربة فى هذه الحالة لنحسب منه أدنى قيمة ممكنة للكثافة الجافة ($\gamma_d \min$) وذلك بقسمة وزن التربة فى هذه الحالة على حجم الوعاء (جرام/سم^٣).

٤- بمعلومية أدنى قيمة ممكنة للكثافة الجافة ($\gamma_d \min$) يتم تعيين أقصى نسبة فراغات ممكنة للتربة (e_{\max}) من العلاقة :

$$\gamma_d \min = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e_{\max}}$$

أى أن :

$$e_{\max} = \frac{G_s - \gamma_d \min}{\gamma_d \min}$$

٥- بعد تحديد قيمة الحد الأدنى والأقصى لنسبة الفراغات لنوعية الرمل أو الزلط المستخدمة فى تربة الإحلال أو أى طريق، يتم إجراء تجربة مخروط الرمل القياسى لتحديد كل من الكثافة الكلية والكثافة الجافة للتربة فى

الحقل أى (γ_d) فى الموقع ومن هذه القيمة يتم حساب قيمة نسبة الفراغات للتربة المدموكة فى الموقع (e) وذلك باستخدام العلاقة التالية :

$$\gamma_d \text{ (فى الموقع)} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

أى أن :

$$e \text{ (فى الموقع)} = \frac{G_s - \gamma_d \text{ (فى الموقع)}}{\gamma_d \text{ (فى الموقع)}}$$

٦- بدلالة القيم المحسوبة لكل من (e_{max}) من الخطوة رقم (٤) و (e_{min}) من الخطوة رقم (٢) و (e) فى الموقع المدموك من الخطوة (٥) يتم حساب الكثافة النسبية للتربة الرملية (D_r) من المعادلة المعروفة :

$$D_r \% = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100$$

٧- من قيمة (D_r %) المحسوبة فى الخطوة رقم (٦) يتم وصف التربة حسب كثافتها طبقاً للجدول (٤ - ٤) حيث يقال عنها مفككة جداً أو مفككة أو متوسطة الكثافة أو كثيفة الخ.

مثال:

لتربة رملية استخدمت فى تربة الإحلال لأساسات مشروع ما ثم تعيين قيمتى أقصى وأدنى نسبة فراغات ممكن لهذه التربة وكانت ٩٤% ، ٥٠% على التوالي وتم إجراء اختبار المخروط القياسى للتربة بعد دمكها حيث كانت قيمة الكثافة الجافة للتربة فى الموقع تعادل ١,٧٢ طن/م^٣ والمطلوب حساب درجة الكثافة النسبية لهذه التربة علماً بأن الوزن النوعى لها هو ٢,٧٠.

الحل: المعطيات:

$$1.72 = \gamma_d \text{ (فى الموقع)} , \quad e_{min} = 0.5 , \quad e_{max} = 0.94$$

يتم تعيين (e) نسبة الفراغات فى الموقع من العلاقة

$$e \text{ (فى الموقع)} = \frac{G_s - \gamma_d \text{ (فى الموقع)}}{\gamma_d \text{ (فى الموقع)}} = \frac{2.7 - 1.72}{1.72} = 0.57$$

بمعلومية (e_{max}) ، (e_{min}) ، (e) للتربة يمكن حساب (Dr) % كما يلي

$$Dr (\%) = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 = \frac{0.94 - 0.57}{0.94 - 0.50} \times 100 = 84 \%$$

وهي قيمة تعادل حالة الرمل الكثيف $(65 - 85 \%)$.

مثال آخر:

تم تعيين قيمتي أقصى وأدنى نسبة فراغات ممكنة لتربة رملية تم استخدامها في تربة إحلال أساسات حيث كانت $(e_{max} = 0.9)$ ، $(e_{min} = 0.52)$. فإذا أردنا الوصول بتربة إحلال لدرجة الدمك الكثيف فالمطلوب حساب أقل قيمة مسموح بها للكثافة الجافة التي تدمك بها تربة الإحلال مع فرض أن الوزن النوعي للتربة يعادل (2.65) .

الحل:

لكي يعتبر الرمل كثيفاً فإن قيمة الكثافة النسبية لتربة الإحلال يجب ألا تقل عن 65% وبالتالي يمكن رؤية نسبة الفراغات المناظرة لهذه التربة في الموقع المدموك والمناظرة لهذه الكثافة وذلك من العلاقة التالية :

$$Dr \% = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100$$

$$0.65 = \frac{0.9 - (e)}{0.9 - 0.52} \longrightarrow e = 0.653$$

وبمعلومية العلاقة بين نسبة الفراغات والكثافة الجافة للتربة بالموقع يمكن تعيين نسبة الكثافة الجافة للتربة بالموقع (γ_d) .

$$\therefore \gamma_d (\text{في الموقع}) = \frac{G_s}{1 + e} \cdot \gamma_w$$

$$= \frac{2.65}{1 + 0.654} \times 1 = 1.60 \text{ t/m}^3$$

الفصل الخامس
الخواص الميكانيكية للتربة
MECHANICAL PROPERTIES
OF SOIL

١-٥ مقدمة:

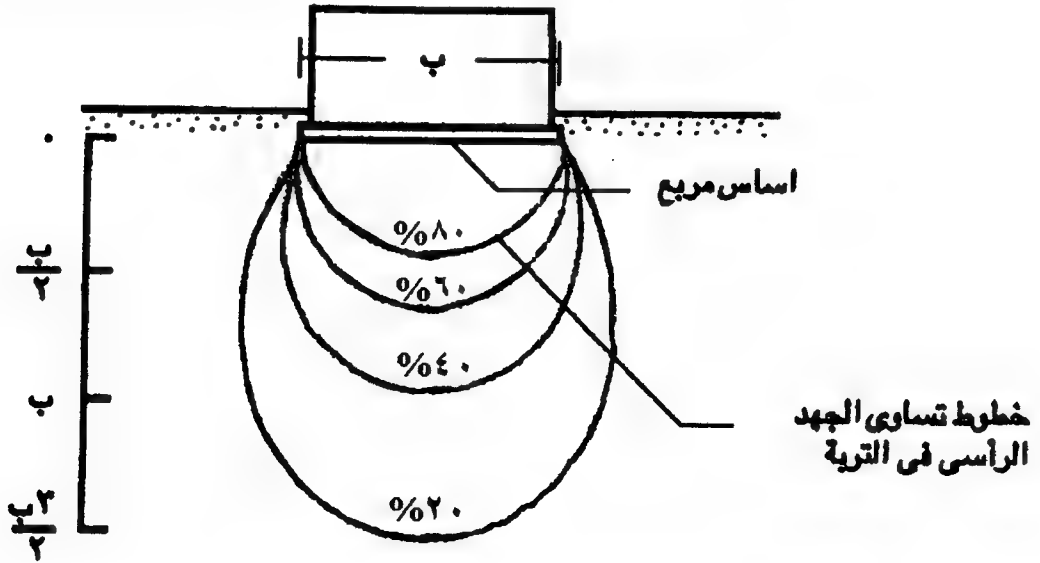
* تختص الخواص الميكانيكية للتربة بتعيين وتحديد خواصها ودراسة سلوكها تحت تأثير الأحمال من حيث مدى مقاومتها وقدرة تحملها ومقدار هبوطها ودرجة دمكها وتشكلاتها المختلفة وتشمل هذه الخواص ما يلي :

- ١- توزيع الإجهادات الرأسية والأفقية في التربة.
- ٢- هبوط التربة.
- ٣- دمك التربة.
- ٤- مقاومة القص للتربة.
- ٥- قدرة تحمل التربة.
- ٦- الضغط الجانبي الفعال للتربة.
- ٧- اتزان ميل التربة.
- ٨- حركة المياه في التربة تحت الضغوط المائية.
- ٩- ضغط الانتفاش للتربة.

٢-٥ توزيع الإجهادات في التربة:

١-٢-٥ مقدمة:

* عند تعرض تربة ما لأحمال رأسية منقولة خلال الأساس فإن التربة في هذه الحالة تتعرض لإجهادات رأسية أسفل الأساس سرعان ما تتأثر بها حبيبات التربة أسفل وعلى جوانب الأساس حيث أن هذه الإجهادات تنتشر في التربة من القيمة القصوى لها أسفل الأساس مباشرة وتقل تدريجياً مع زيادة العمق عن بطنية الأساس وأيضاً مع زيادة البعد والمسافة الجانبية عن الأساس كما هو مبين بالشكل (١-٥).



شكل (١-٥) كيفية توزيع الإجهادات الرأسية فى التربة أسفل قاعدة أساس لمبنى مربعة الشكل

★ يبين الشكل (١-٥) كيفية انتشار الإجهادات الرأسية المنقولة من أساس قاعدة لمبنى ما مربعة الشكل وذلك من خلال خطوط تساوى الجهد الرأسى فى التربة. حيث يلاحظ أن الإجهادات الرأسية تقل لتصل إلى حوالى أقل من ٢٥% من قيمتها على عمق يساوى تقريباً عرض القاعدة.

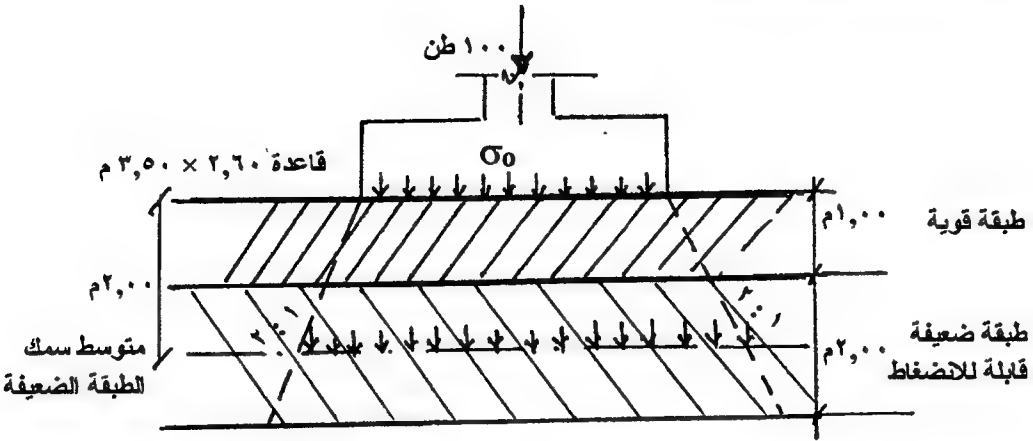
★ بناء على ما جاء بهالیه يتبين أن الإجهادات الواقعة على التربة لا تؤثر فقط على التربة أسفل الأساس مباشرة ولكنها تؤثر على طبقات التربة بالمنطقة المجاورة للأساس أو المبنى ولكن بدرجة محدودة تتوقف على بعد الطبقة المجاورة بالنسبة للأساس.

★ هذا ويجب التنويه إلى أنه عند الشروع فى تأسيس مبنى معين يجب ألا تقتصر دراسة خواص التربة على الطبقة الظاهرة عند عمق التأسيس فقط ولكن يجب أن تمتد هذه الدراسة لتشمل الطبقات التحتية للتربة أسفل الأساس وذلك نظراً لاحتمال وجود طبقات تربة ضعيفة سفلية قد تنضغط بدرجة عالية [بالرغم من تعرضها إلى إجهادات ضعيفة نسبياً بالمقارنة بتلك تحت الأساس وعند منسوب التأسيس] الأمر الذى

يؤدي إلى هبوط القواعد بقيم عالية ومتفاوتة عن بعضها مما يؤدي إلى أضرار بالمبنى ككل.

٥-٢-٢ كيفية حساب الجهد الواقع على التربة التحتية أسفل الأساسات:

★ إن حساب الجهد الواقع على التربة التحتية أسفل الأساسات يتم ذلك بطريقة تقريبية كالمبينة بالشكل (٥-٢) حيث قاعدة أبعادها $3,5 \times 2,60$ متر معرضة لحمل مركزي قدره ١٠٠ طن وهذه القاعدة تتركز على طبقة من التربة سمكها ١,٠٠ متر ذات مقاومة عالية وغير قابلة للإضغاط تليها طبقة ضعيفة ذات سمك ٢,٠٠ متر قابلة للإضغاط والمطلوب حساب جهد التربة المتوسط الواقع على التربة أسفل الأساس مباشرة وعلى الطبقة الضعيفة.



شكل (٥-٢) حساب الجهد الواقع على طبقات التربة التحتية أسفل الأساسات

★ يتم فرض توزيع الجهود الرأسية أسفل الأساسات على طبقات التربة التحتية بطريقة تقريبية وذلك بميل ١ أفقي : ٢ رأسي وعليه فإن الإجهاد المتوسط الرأسى الواقع على التربة الضعيفة (عند منتصف ارتفاعها) وتحت أساس كما يلي :

$$- \text{الإجهاد الواقع على التربة أسفل الأساس مباشرة} = \frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة}}$$

$$\sigma_0 = \frac{100}{2.6 \times 3.5} = 11 \text{ t/m}^2$$

- الإجهاد الواقع على الطبقة الضعيفة على عمق ٢,٠٠ متر أسفل القاعدة = σ_1
قيمة الحمل عند هذا المنسوب
المساحة المعرضة للحمل

$$\therefore \sigma_1 = \frac{100}{(2.6 + 2.0)(3.5 + 2.0)} = 3.95 \text{ t/m}^2$$

ومن هذا المثال يتبين مدى نقصان الإجهادات الواقعة على التربة كلما اتجهنا إلى أسفل.

٥-٣ هبوط التربة:

5-3 Settlement of Soil:

٥-٣-١ مقدمة:

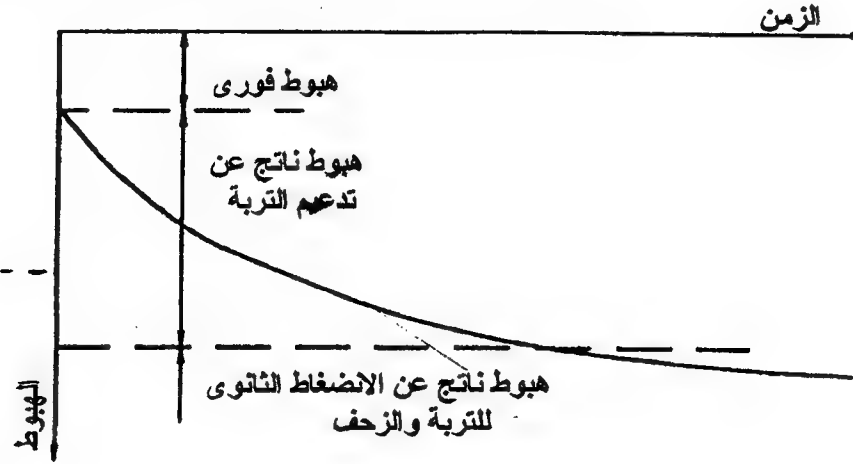
عندما تؤثر الأحمال على التربة فإن الإجهادات الناشئة عنها تسبب تضاضط حبيبات التربة مباشرة بمجرد التأثير مع الحمل وهو ما يسمى بالهبوط الفوري (Immediate settlement) يلى ذلك هبوط نتيجة خروج المياه جزئياً من بين حبيبات التربة إذا كانت التربة ناعمة ومشبعة بالمياه وهو ما يعرف بهبوط التصلب (Consolidation settlement) وهذا النوع من الهبوط يستغرق وقتاً طويلاً نظراً لقلة نفاذية التربة الناعمة للمياه.

٥-٣-٢ أسباب حدوث الهبوط:

- ١- تعرض التربة إما لأحمال إستاتيكية مثل وزن المنشأ نفسه أو نتيجة لتشوينات كبيرة أو نتيجة لأحمال متحركة أو اهتزازات أثناء دق الخوازيق أو نتيجة الاهتزازات والذبذبات الخاصة بالماكينات.
- ٢- تخفيض منسوب المياه الجوفية أسفل الأساسات والذي يؤدي إلى نقص حجم التربة المصاحب لخروج وسحب المياه من التربة.
- ٣- تتابع وتوالى تمدد وانكماش التربة الطينية (swelling and shrinkage).
- ٤- الحفر المجاور للأساسات أو نتيجة لأعمال وإنشاء الأنفاق.

٥-٣-٣ أنواع هبوط التربة (Types of settlement) تحت الأساسات:

* يمكن تقسيم الهبوط الكلى الذى يحدث للأساسات وبصفة خاصة الأساسات الضحلة إلى ثلاثة عناصر كما هو موضح بالشكل (٥-٣).



شكل (٣-٥) عناصر هبوط الأساسات

(أ) هبوط فوري

(ب) هبوط ناتج عن تدعيم (تصلب) التربة

(ج) هبوط ناتج عن الإنبساط الثانوي للتربة والزحف

★ كما ذكرنا فإن الهبوط الكلى للتربة (Total settlement) تحت الأساسات (S) هو عبارة عن مجموع كل من الهبوط الفوري (S_i) وهبوط التصلب (S_c) وذلك مع دمج العنصرين الثانى والثالث مع بعضهما.

$$\text{i.e. } S = S_i + S_c \quad \text{..... (5-1)}$$

٥-٣-٣-١ الهبوط الفوري:

يحدث هذا النوع من الهبوط فور التأثير بالحمل كما ذكرنا. ففي حالة التربة غير المتماسكة (الرمليّة أو الزلطيّة) فإن الهبوط الفوري يكاد يكون مساوياً للهبوط الكلى المتوقع إذ أن النفاذية العالية التى تتميز بها هذه النوعية من التربة كافية لتبديد الضغط البينى فور تطبيق وتأثير الحمل، أما فى حالة التربة المتماسكة (الطينيّة) فإن الهبوط الفوري هو عبارة عن الإنبساط المرن لطبقات الطين وهو يمثل عادة نسبة صغيرة من الهبوط الكلى فى حالة ما إذا كانت التربة مشبعة ويحدث ذلك مع ثبات الحجم. أما إذا كانت التربة غير مشبعة بالمياه أو كانت زائدة التدعيم بدرجة عالية فإن الهبوط الفوري يمثل جزءاً كبيراً من الهبوط الكلى المتوقع.

• يتم حساب وتقدير قيمة الهبوط الفوري للتربة أسفل الأساسات كالآتي:

(أ) أساس على تربة بسمك لا نهائي:

$$S_i = P B \frac{1 - \mu^2}{E_s} \cdot I \quad \dots\dots\dots (5-2)$$

حيث (S_i) : مقدار الهبوط الفوري بالسـم

، (P) : مقدار الضغط المنتظم المؤثر على التربة عند منسوب التأسيس

(كجم/سم²)

، (B) : عرض الأساس (سم)

، (μ) : نسبة بواسان للتربة [٠,٥ للطين المشبع ، ٠,٣ للطين والرمل]

، (E_s) : معامل انضغاط التربة كجم/سم² (معامل مرونة التربة)

، (I) : معامل يأخذ في الاعتبار شكل وجساءة الأساس (أنظر الجدول)

جدول (٥-١) معامل الشكل والجساءة (I) لمساحات محملة على تربة ذات حيز مرن

نصف لا نهائي

قيم معامل الشكل والجساءة (I)				الشكل والجساءة
المتوسط	عند محيط الدائرة أو منتصف الحرف الطويل للمستطيل	عند الركن	عند المركز	
٠,٨٥	٠,٦٤	-	١,٠٠	دائرة - مرن
٠,٧٩	٠,٧٩	-	٠,٧٩	دائرة - جاسئ
٠,٩٥	٠,٧٦	٠,٥٦	١,١٢	مربع - مرن
٠,٨٢	٠,٨٢	٠,٨٢	٠,٨٢	مربع - جاسئ
١,٣٠	١,١٢	٠,٧٦	٠,٥٣	مستطيل - مرن
١,٨٢	١,٦٨	١,٠٥	٢,١٠	L/B = 2
٢,٢٤	٢,١٠	١,٢٨	٢,٥٦	= 5
				= 10
١,١٢	١,١٢	١,١٢	١,١٢	مستطيل - جاسئ
١,٦٠	١,٦٠	١,٦٠	١,٦٠	L/B = 2
٢,٠٠	٢,٠٠	٢,٠٠	٢,٠٠	= 5
				= 10

ب) أساس على تربة بعمق (H):

— بالنسبة للأساس المرن:

يمكن حساب الهبوط الفوري أسفل أساس مرن يرتكز على طبقة أفقية من التربة بعمق (H) من العلاقة التالية :

$$S_i = \frac{P}{E_s} \cdot H \quad \dots\dots\dots (5-3)$$

حيث (S_i) : هو مقدار الهبوط الفوري بالسـم

، (P) : قيمة الإجهاد الناتج من الأساس المؤثر عند منتصف سمك طبقة التربة (كجم/سم^٢)

، (E_s) : معامل الإنضغاط للتربة (معامل المرونة) كجم/سم^٢

، (H) : هو سمك طبقة التربة بالسـم

— بالنسبة للأساس الجاسئ:

يمكن تقدير قيمة الهبوط الفوري في هذه الحالة بحساب الإجهاد أسفل النقطة المميزة كما يلي :

$$S_i = \frac{P B}{E_s} \cdot I_c \quad \dots\dots\dots (5-4)$$

حيث (S_i) : مقدار الضغط الفوري بالسـم

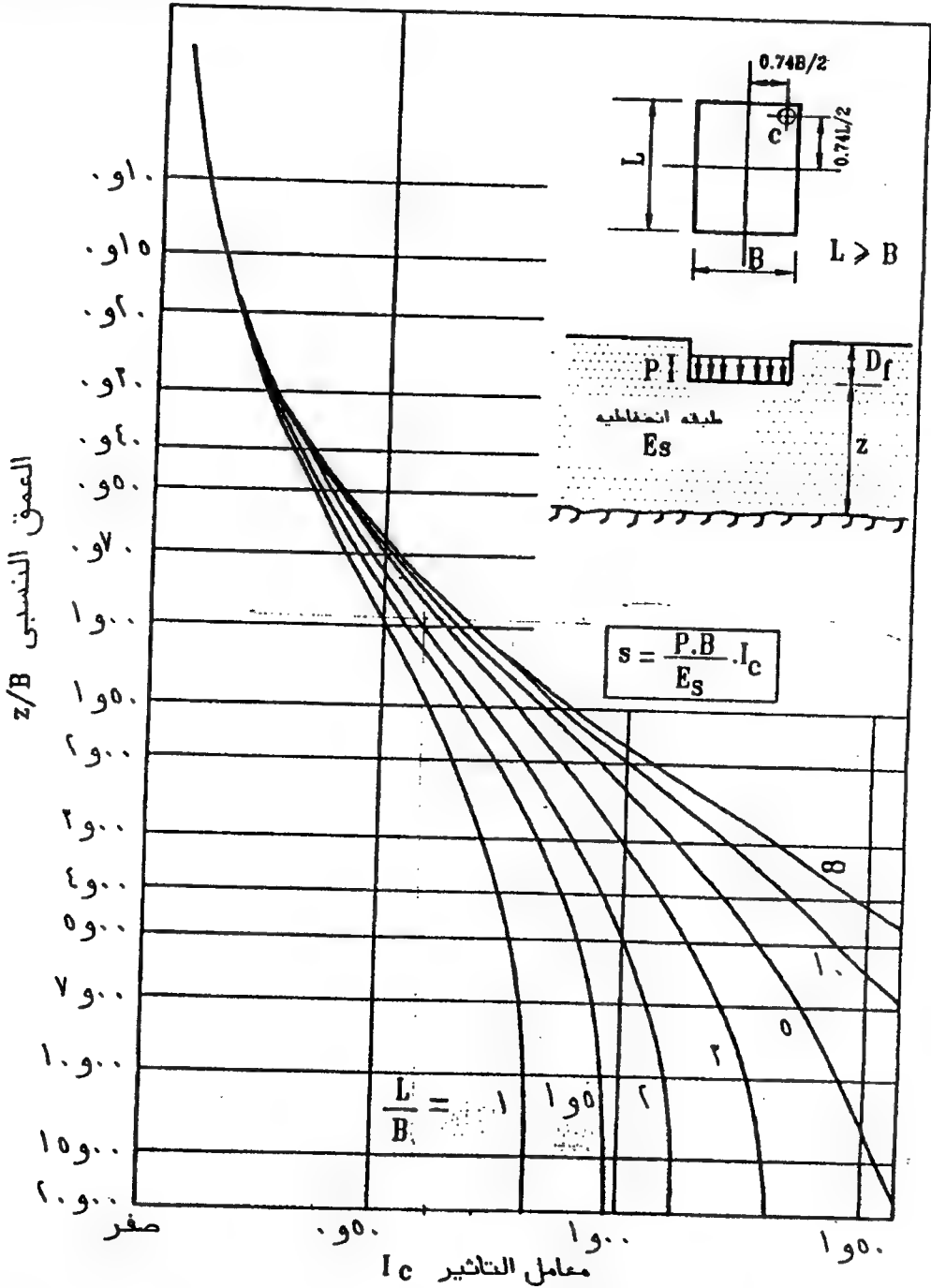
، (P) : مقدار الضغط الصافى المنتظم عند منسوب التأسيس (كجم/سم^٢)

، (B) : عرض الأساس بالسـم

، (E_s) : معامل إنضغاط التربة (كجم/سم^٢)

، (I_c) : معامل التأثير ويؤخذ من الشكل (٥-٤) والذي يعتمد على العمق

النسبى (Z/B) - (Z) هو عمق الطبقة الانضغاطية أسفل منسوب الأساس مباشرة



شكل (٤-٥) قيمة معامل التأثير (I_c) لحساب الهبوط الفوري لأساس جاسئ أسفل النقطة المميزة (c)

ج) بالنسبة لأساس على تربة متعددة الطبقات:

يمكن تقدير قيمة الهبوط الفوري بحساب الإجهادات المتولدة عند منتصف كل طبقة من تلك الطبقات (P_i) كما يلي :

$$\Sigma S_i = \Sigma \frac{P_i}{E_{s_i}} \cdot h_i \quad \dots\dots\dots (5-5)$$

حيث (ΣS_i) : هو مقدار الهبوط الفوري الكلى للتربة متعددة الطبقات بالسم

- (i) : الإجهاد الناتج من الأساس المؤثر عند منتصف سمك الطبقة (كجم/سم²)
- (E_{s_i}) : معامل الإنضغاط للتربة للطبقة (i) (كجم/سم²)
- (h_i) : سمك الطبقة (i) بالسم

٥-٣-٣-٢ الهبوط الناتج من تدعيم وتصلب التربة (S_c):(Consolidation Settlement)

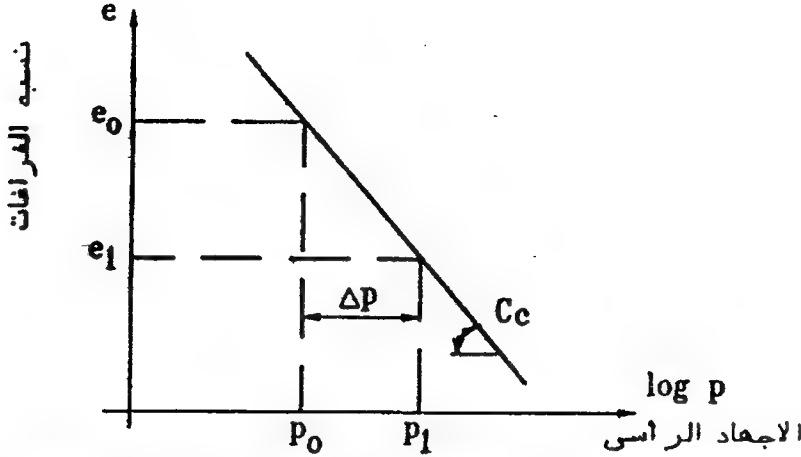
يحدث هذا الهبوط بسبب النقص في حجم فراغات التربة نتيجة لتبديد الضغط البينى المتولد من تأثير الأحمال المضافة إليها وفي هذه الحالة فإن العلاقة بين الإجهاد والانفعال للتربة تختلف كثيراً تبعاً لدرجة التدعيم السابقة للتربة، لذلك فمن الضروري دراسة جيولوجية الموقع والأحمال التي تعرض لها في الماضي.

* حساب الهبوط الناتج من تدعيم التربة للتربة عادية التدعيم:

• يطلق على التربة عادية التدعيم بأنها التربة التي لم يؤثر عليها ضغوط أكبر من ضغط عبن التربة الفعال المؤثر عليها الحالى عند حساب الهبوط وفي هذه الحالة يتم حساب الهبوط (S_c) الناتج من الحمل المؤثر كما يلي :

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad \dots\dots\dots (5-6)$$

حيث (C_c) : هو قيمة دليل الإنضغاط ويبين من نتائج تجربة التدعيم الأولية ويحدد غالباً من رسم العلاقة ($e - \log P$) بين نسبة الفراغات (e) والإجهاد المؤثر الرأسى (P) كما هو موضح بالشكل (٥ - ٥)



شكل (٥-٥) العلاقة بين الإجهاد الرأسى المؤثر على التربة ونسبة الفراغات للتربة عادية التدعيم

- (e_0) : نسبة الفراغات الابتدائية أو الأولية
- (P_0) : قيمة إجهاد العبء الرأسى الفعال والمؤثر عند منتصف سمك الطبقة المعرضة للإبضاغاط
- (Δp) : قيمة الإجهاد الإضافى الرأسى عند منتصف سمك الطبقة
- (H) : سمك الطبقة

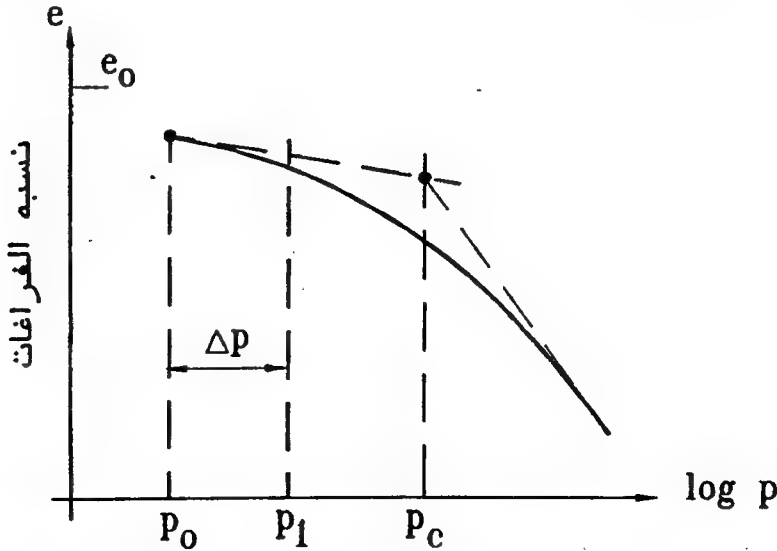
• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يجب مراعاة استخدام المعادلة السابقة فقط فى حالة ما إذا كان سمك الطبقة القابلة للإبضاغاط (H) أقل من نصف عرض الأساس. أما إذا زاد سمك الطبقة عن نصف عرض الأساس أو حدث تغيير فى خصائص الإبضاغاط فإنه يجب تقسيم الطبقة المنضغطة إلى مجموعة من الطبقات المتتابعة ويتم حساب الهبوط لكل طبقة على حدة باستخدام المعادلة السابقة ويكون الهبوط الكلى هو المجموع الجبرى لقيم الهبوط للطبقات المتعددة.

✽ حساب الهبوط الناتج من تدعيم التربة للتربة سابقة التدعيم:

• يطلق على التربة بأنها سابقة التدعيم إذا سبق تعرضها لضغوط أكبر من ضغط عبء التربة الفعال المؤثر عليها الحال. إن سبق التدعيم للتربة يحدث نتيجة لعدة أسباب منها على سبيل المثال :

- انخفاض منسوب المياه الجوفية في وقت ما في الماضي.
- إزالة أوزان من التربة بفعل عوامل التعرية أو الحفر الخ.
- يعتمد حساب الهبوط في هذه الحالة على مقدار الإجهاد الإضافي الذي يؤثر على التربة وذلك بالكيفية كما يلي :

(أ) إذا كان مجموع الإجهاد الإضافي وإجهاد عبء التربة الفعال الحالي أقل من قيمة الضغط المسبب لسبق التدعيم (P_0) كما هو موضح بالشكل (٦-٥):



شكل (٦-٥) كيفية حساب الهبوط في الحالة (أ) السابقة [الإجهاد الإضافي + إجهاد العبء أقل من قيمة الضغط أو الإجهاد المسبب لسبق التدعيم]

• في هذه الحالة يتم حساب قيمة الهبوط (S_c) كما يلي :

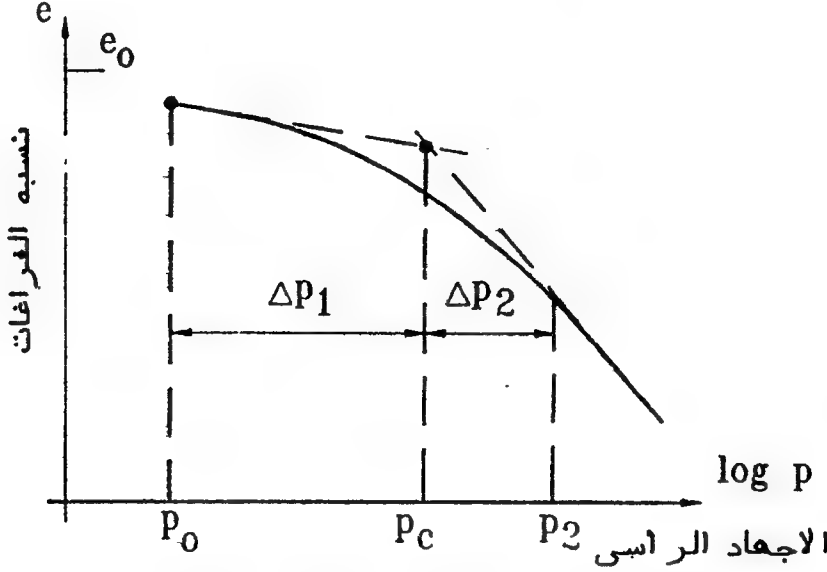
$$S_c = m_v \cdot \Delta p \cdot H \quad \dots\dots\dots (5-7)$$

حيث (m_v) : هو قيمة معامل الإنضغاط الحجمي للتربة ويعين من تجربة التدعيم العملية

، (Δp) : هو قيمة الإجهاد الإضافي الرأسى عند منتصف سمك الطبقة

، (H) : سمك الطبقة

(ب) إذا كان مجموع الإجهاد الإضافي وإجهاد عبء التربة الفعال الحالي أكبر من قيمة الضغط المسبب لسبق التدعيم (P_c) كما هو موضح بالشكل (٧-٥):



شكل (٧-٥) كيفية حساب الهبوط في الحالة (ب)

• في هذه الحالة يتم حساب الهبوط (S_c) كما يلي :

$$S_c = S_{c1} + S_{c2} \quad \text{.....} \quad (5-8) \quad *$$

حيث

$$S_{c1} = m_v \cdot \Delta p_1 \cdot H \quad \text{.....} \quad (5-9) \quad *$$

$$S_{c2} = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{P_c + \Delta P_2}{P_c} \quad \text{.....} \quad (5-10) \quad *$$

ملحوظات هامة:

- ١- يجب مع مراعاة أنه لاستخدام المعادلات السابقة يجب أن يكون سمك الطبقة القابلة للإتضاغط (H) أقل من نصف عرض الأساس أما إذا زاد السمك عن نصف عرض الأساس أو حدث تغيير في خواص الإتضاغط فإنه يجب تقسيم الطبقة المضغوطة إلى مجموعة طبقات متتالية ويتم

حساب الهبوط لكل طبقة على حدة باستخدام المعادلات السابقة ويكون الهبوط الكلى هو المجموع الجبرى لقيم الهبوط للطبقات المتعددة والمتتالية.

٢- فى حالة التربة الطينية السابقة التدعيم فإن قيمة الهبوط المحسوب من المعادلات السابقة قد يعطى قيماً أزيد من الواقع (القيمة الحقيقية للهبوط) لذلك يجب عمل وإجراء التصحيح اللازم لهذا الهبوط وذلك طبقاً لما يلى :

* القيمة الصحيحة للهبوط (S_c) تعادل :

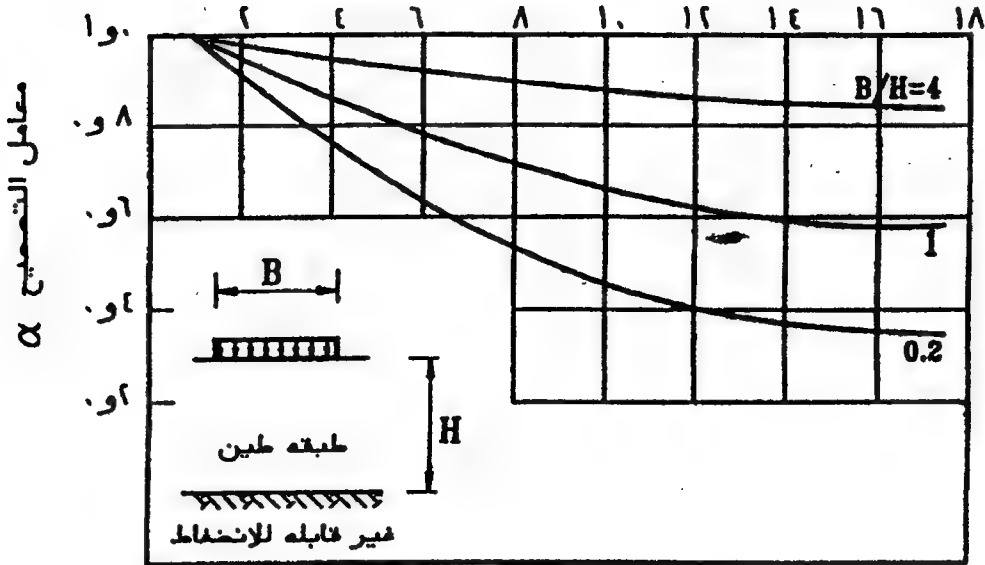
$$S_c (\text{corrected}) = \alpha \cdot S_c (\text{oc})$$

حيث (α) : معامل تصحيح يعتمد على كل من نسبة سبق التدعيم (O.C.R) وعلى عرض مساحة التحميل وسمك الطبقة المعرضة للإبضاظ ويمكن تعيينه من الشكل (٥-٨)

، ($S_{c(oc)}$) : هو قيمة الهبوط المحسوب نتيجة زيادة الإجهاد من P_0 إلى P_c كما ذكرنا سابقاً

، (OCR) : هى نسبة سبق التدعيم وهى تساوى $\left(\frac{P_c}{P_0}\right)$

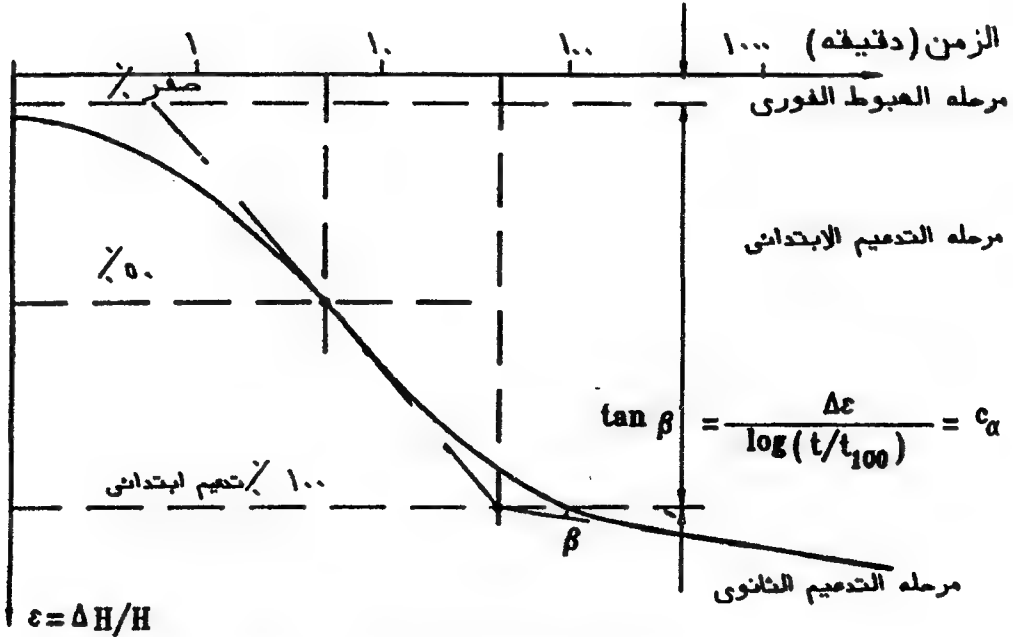
نسبه سبق التدعيم P_c / P_0



شكل (٥-٨) العلاقة بين معامل التصحيح (α) ونسبة سبق التدعيم

٥-٣-٣ الهبوط الناتج من الإنضغاط الثانوى للتربة (الزحف):

• كما هو معروف بأنه طبقاً لنظرية التدعيم فإن الهبوط عادة ما يتوقف عند تبدد الضغط البينى المتولد من تأثير الأحمال المضافة إلا أنه عادة ما يستمر الهبوط مع الزمن وذلك نتيجة للزحف (الإنضغاط الثانوى) وكما هو مبين بالشكل (٩-٥).



شكل (٩-٥) منحنى العلاقة بين الانفعال والزمن لاختبار التدعيم

• يمثل الهبوط الثانوى عادة قيمة ملموسة من قيمة الهبوط الكلى وبصفة خاصة فى التربة العضوية والتربة الطينية عالية الإنضغاط.

• يتم حساب قيمة الهبوط الناتج من الإنضغاط الثانوى بعد زمن محدد (t) من المعادلة التالية :

$$S_{\text{secondary}} = C_{\alpha} \cdot H \cdot \log \left(\frac{t}{t_{100}} \right) \quad \dots\dots\dots (5-11) \quad *$$

حيث ($S_{\text{secondary}}$) : هو قيمة الهبوط الثانوى للتربة

، (C_{α}) : معامل الإنضغاط الثانوى للتربة ويعبر عنه كالاتى :

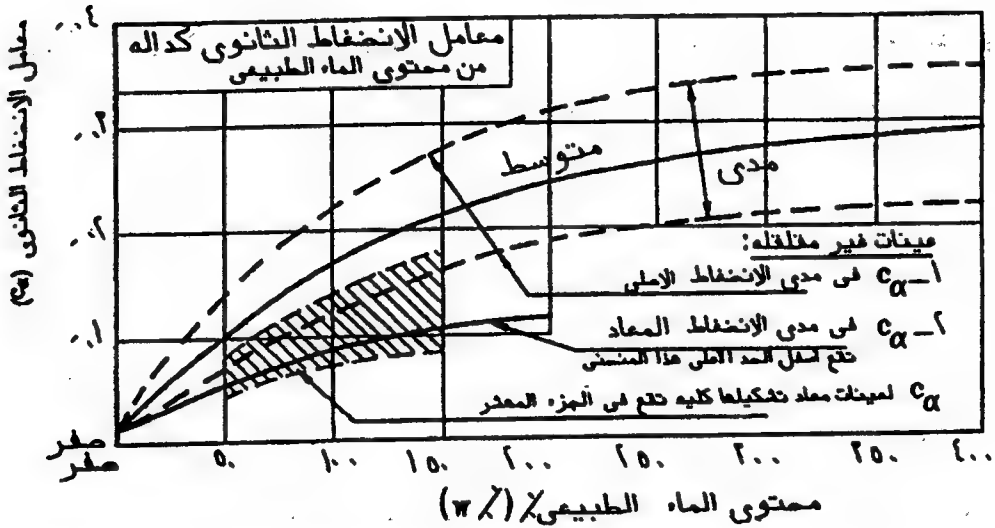
$$C_{\alpha} = \tan \beta = \frac{\Delta \zeta}{\log (t / t_{100})} \quad (\text{معدل تغيير الانفعال بالنسبة للوغاريتم الزمن})$$

وكما هو موضح بالشكل (٩-٥) حيث $(\Delta \zeta)$ هو التغيير فى قيمة الانفعال ويمكن أخذ قيمته من منحنى العلاقة بين معامل الإنضغاط الثانوى ومحتوى الماء الطبيعية [شكل (١٠-٥)].

(H) : سمك الطبقة القابلة للإنضغاط

(t) : الزمن المراد حساب الهبوط الثانوى عنده مقاساً من بدء التحميل

(t₁₀₀) : زمن تمام عملية التدعيم الابتدائى فى الطبيعة



شكل (١٠-٥) منحنى العلاقة بين معامل الإنضغاط الثانوى للتربة ومحتوى الماء الطبيعى

٢-٥ تحديد معاملات التربة اللازمة لحساب هبوط الأساسات:

* تعتبر التربة بصفة عامة مادة ذات خواص غير متماثلة فى الاتجاهات المختلفة ويمكن فى حسابات الهبوط افتراض أنها مادة ذات خواص متماثلة ومتجانسة فى الاتجاهات الثلاثة.

* ولحساب هبوط الأساسات كما وضحنا فإن للتربة ثوابت ومعاملات يجب ضرورة معرفة قيمتها وتحديد لها مسبقاً قبل إجراء عملية الحسابات وهذه الثوابت

والمعاملات ذات قيم ثابتة تعتمد على طبيعة التربة وخواصها وسبق التدعيم من عدمه الخ، ومن هذه الثوابت والمعاملات ما يلي :

- أ (معامل الإنضغاط فى الاتجاه الرأسى (E_s) أو معامل مرونة التربة.
- ب (نسبة بواسان (μ).
- ج (معامل الإنضغاط الحجمى للتربة (m_v).
- د (دليل الإنضغاط (C_c).

٥-٤-١ معامل انضغاط التربة (E_s) (معامل مرونة التربة):

* يعبر معامل إنضغاط التربة عن معدل تغيير الإجهاد الرأسى بالنسبة للانفعال الرأسى المصاحب له عند تعريض عينة من التربة إلى إجهادات رأسية وذلك عند قيمة إجهاد رأسى تتراوح ما بين [٠,٣ - ٠,٥] من أقصى إجهاد رأسى تتحمله التربة بوحداث (كجم/سم^٢).

$$\text{i.e. } E_s = \frac{d \sigma}{d \zeta} \quad \dots\dots\dots (5-12) \quad *$$

* يعبر عن معامل الإنضغاط الحجمى للتربة (m_v) بأنه مقلوب معامل الإنضغاط للتربة.

$$\text{i.e. } E_s = \frac{1}{m_v} \quad \text{or} \quad (m_v) = \frac{1}{E_s} \quad \dots\dots\dots (5-13) \quad *$$

وتحدد قيمة معامل الإنضغاط للتربة (E_s) عن طريق الاختبارات المعملية أو الحقلية كما يمكن تقدير قيمته من واقع الخبرة العملية كما يلي :

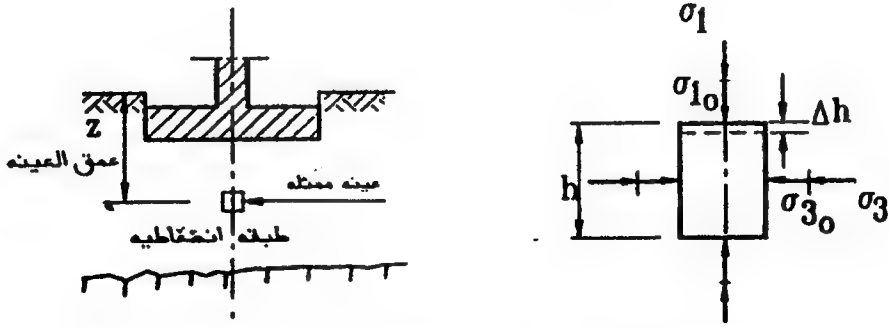
٥-٤-١-١ تعيين معامل الإنضغاط للتربة (E_s) من التجارب المعملية:

أ (باستخدام اختبار جهاز الضغط أو الثلاث محاور (Triaxial Test):

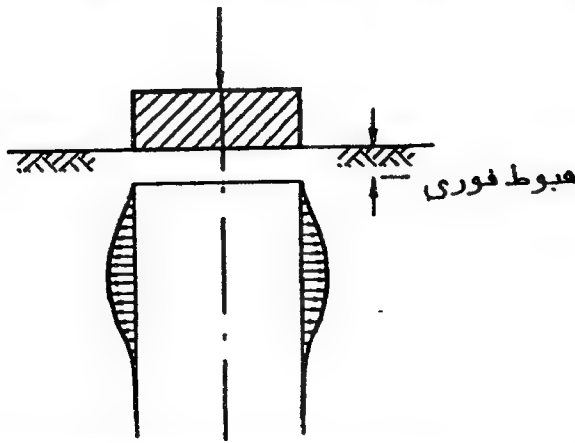
• وفى هذا الاختبار يتم أخذ عينة من التربة وجعلها على شكل أسطوانة وتحميلها تدريجياً لمعرفة العلاقة بين الإجهاد والانفعال باستخدام جهاز الضغط ذو الثلاثة محاور حيث يتم تعريض العينة إلى إجهاد رأسى (σ_{10}) يكون مساوياً لضغط العبء الرأسى الفعال ($\sigma_{10} = \gamma Z$) وإجهاد عرضى (σ_{30}) مساوياً لضغط

التربة فى حالة السكون ($\sigma_{30} = k_0 \sigma_{10}$) حيث (k_0) هو معامل ضغط التربة فى حالة السكون. تحت تأثير الإجهادات السابقة يسمح لتصريف المياه حتى يتم تدعيم العينة فى ظروف التربة الطبيعية بالموقع. ثم بعد ذلك يتم تعريض العينة إلى الإجهاد الرأسى (σ_1) والإجهاد العرضى (σ_3) الناتجة والمناظرة لقيم أحمال الأساس الواقع على التربة كما هو مبين بالشكل (٥-١١) مع عدم السماح بتصريف المياه، وفى هذه الحالة يمثل الانفعال الحادث فى العينة ($\zeta = \Delta h / h$) قيمة الإلتضاغط الفورى مع عدم حدوث تغيير فى الحجم كما هو مبين بالشكل (٥-١٢). وفى هذه الحالة يتم حساب معامل الإلتضاغط اللازم والمناظر لحساب الهبوط الفورى من خارج قسمة الحمل الرأسى (σ_1) والانفعال المقاس المناظر له (ζ). بعد ذلك يسمح بتصريف المياه والعينة معرضة للإجهادات السابقة وبعد تمام التدعيم يكون الانفعال المقاس ممثلاً للإلتضاغط الناتج من التدعيم. ويمكن حساب معامل الإلتضاغط الخاص بالهبوط نتيجة التدعيم من قيمة الإجهاد الرأسى (σ_1) والانفعال المقاس أثناء التدعيم (ζ').

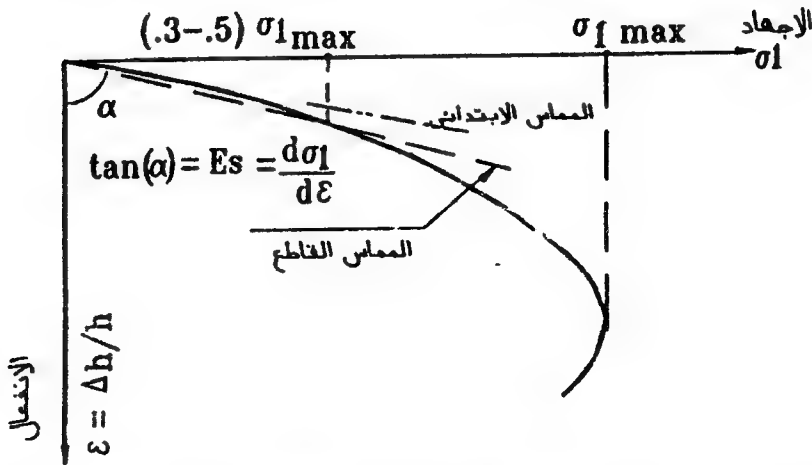
• هذا ويمكن رسم منحنى العلاقة بين الإجهاد الرأسى (σ_1) والانفعال المصاحب للعينة (ζ) كما هو موضح بالشكل (٥-١٣) وحساب معامل الإلتضاغط (E_s) من علاقة الإجهاد مع الانفعال مع مراعاة أن هذا المعامل يناظر الهبوط الفورى إذا تم إجراء التجربة مع عدم تصريف المياه وينظر الهبوط الناتج من التدعيم إذا تم إجراء التجربة مع السماح بتصريف المياه وكما هو موضح بالشكل (٥-١٣) فإنه قيمة معامل الإلتضاغط تمثل قيمة معايير القاطع (secant modulus) عند إجهاد رأسى قيمته تتراوح ما بين (٠,٣ — ٠,٥) قيمة أقصى إجهاد رأسى مؤثر.



شكل (١١-٥) تعيين معامل الإنضغاط من الاختبار ثلاثي المحاور



شكل (١٢-٥) الهبوط الفوري مع عدم حدوث تغيير في حجم التربة



شكل (١٣-٥) منحنى العلاقة بين الإجهاد والانفعال من تجربة الاختبار ثلاثي المحاور

ب (باستخدام اختبار الإنضغاط بالتصلب أو التدعيم بواسطة

الأيذومتر (Consolidation Test):

- لدراسة ظاهرة مقدار ومعدل التصلب للتربة تستخرج من الجسات المنفذة من الطبقات الطينية أو الطميية المتماسكة عينات غير مقلقة بحالتها الطبيعية يجرى تشميعها بالموقع لحفظ محتوى رطوبتها ثم تنقل إلى المعمل لتجرى عليها تجربة الإنضغاط بالتصلب فى جهاز الأيذومتر والمبين بالشكل (٥-١٤).
- يتم إجراء الاختبار بوضع عينة من التربة فى حلقة الأيذومتر المعدنية ويسوى سطحها العلوى والسفلى وتوزن التربة ويعين محتوى رطوبتها من الأجزاء الباقية من العينات.
- توضع الحلقة بالعينة فى الأيذومتر محصورة بين قرصين مساميين ويوضع الأيذومتر فى جهاز التحميل مع ضبط مقياس الهبوط.
- يتم تحميل العينة تدريجياً على حامل جهاز التحميل حتى يصل الجهد إلى حوالى ٨,٠٠ كجم/سم^٢ ثم ترفع الأحمال تدريجياً وطبقاً لخطوات التجربة.
- تستخرج العينة من الأيذومتر ويعين محتوى رطوبتها.
- تجرى الحسابات على نتائج الإنضغاط بالتصلب لتحديد معامل المعدل الزمنى للإنضغاط وكذلك معامل الإنضغاط الحجمى.
- يتم توقيع نتائج هذه التجربة برسم العلاقة بين قيمة الإجهاد الرأسى المؤثر (σ) والانفعال المصاحب له $\zeta = \frac{\Delta h}{h}$ وذلك بالكيفية المبينة بالشكل (٥-١٤) حيث قيمة معامل الإنضغاط متغيرة ودالة فى قيمة الإجهاد المؤثر أى :

$$E_s = \tan \alpha = f(\sigma)$$

هذا ويمكن التعبير عن قيمة متوسطة لمعامل انضغاط التربة (E_s) كالاتى :

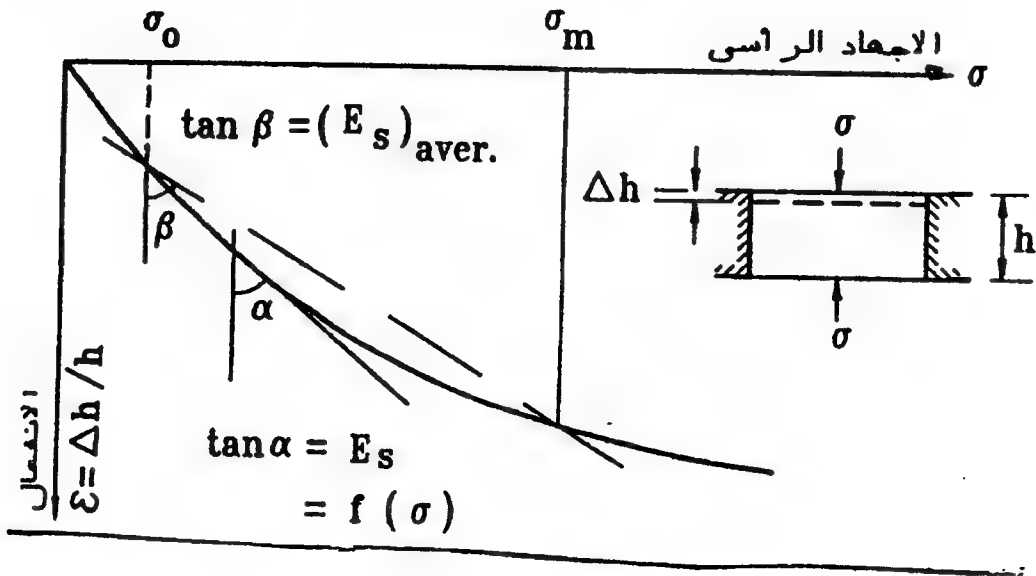
$$(E_s)_{av.} = \tan \beta = \frac{\sigma_m - \sigma_0}{\zeta_m - \zeta_0} \quad \dots\dots\dots (5-14) \quad *$$

حيث (σ_m) : هى قيمة الضغط أو الإجهاد الرأسى المؤثر عند أى لحظة من لحظات التحميل

، (σ_0) : هى قيمة الإجهاد الرأسى الابتدائى المؤثر

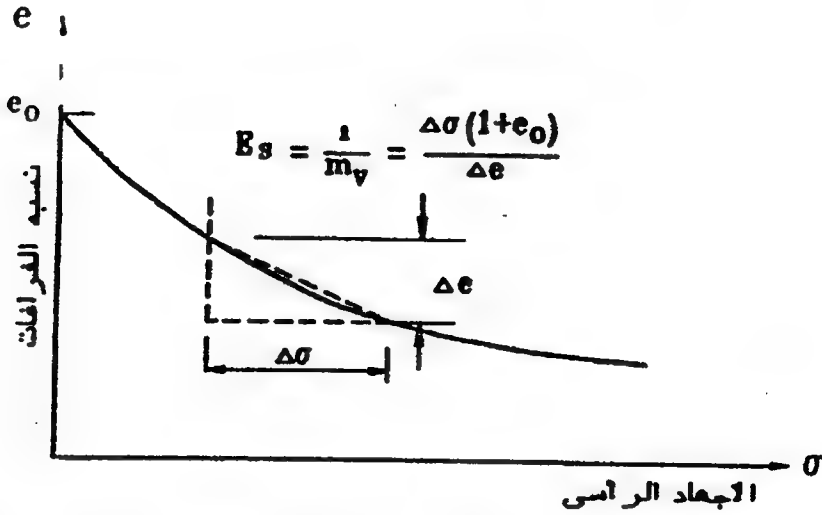
، (ζ_m) : هى قيمة الانفعال $(\frac{\Delta h}{h})$ المناظر للإجهاد الرأسى المؤثر (σ_m)

، (ζ_0) : هى قيمة الانفعال $(\frac{\Delta h}{h})$ المناظر للإجهاد الرأسى الابتدائى (σ_0)



شكل (١٤-٥) منحنى العلاقة بين الإجهاد والانفعال الناتجة من اختبار الأيدومتر لحساب معامل إنضغاط التربة (E_s)

هذا ويمكن توقع نتائج الاختبار الأيدومتر بطريقة أخرى بدلالة رسم العلاقة بين الإجهاد الرأسى المؤثر (σ) على المحور الأفقى ونسبة الفراغات المناظرة (e) على المحور الرأسى وذلك بالكيفية الموضحة بالشكل (١٥-٥).



شكل (١٥-٥) منحنى العلاقة بين الإجهاد ونسبة الفراغات الناتجة من اختبار الأيدومتر لحساب معامل إنضغاط التربة (E_s) أو معامل الإنضغاط الحجمى (m_v)

من العلاقة السابقة شكل (١٥-٥) يمكن تعريف وتعيين قيمة معامل الإنضغاط للتربة (E_s) بأنه عبارة عن معدل تغيير الإجهاد الرأسى الواقع على التربة بالنسبة لمعدل تغيير نسبة الفراغات المصاحبة لهذا التغيير فى الإجهاد الرأسى.

$$\text{i.e. } E_s = \frac{1}{m_v} = \frac{\Delta \sigma (1 + e_0)}{\Delta e} \quad \dots\dots\dots (5-15) *$$

حيث ($\Delta \sigma$) : مقدار التغير فى الإجهاد الرأسى

، (ζ_0) : نسبة الفراغات الابتدائية للتربة قبل التحميل بالإجهاد الرأسى (σ)

، (Δe) : مقدار التغير فى نسبة الفراغات المصاحبة للتغيير فى المقدار ($\Delta \sigma$)

هذا ويمكن أيضاً توقع نتائج اختبار تجربة الأيدومتر برسم العلاقة بين

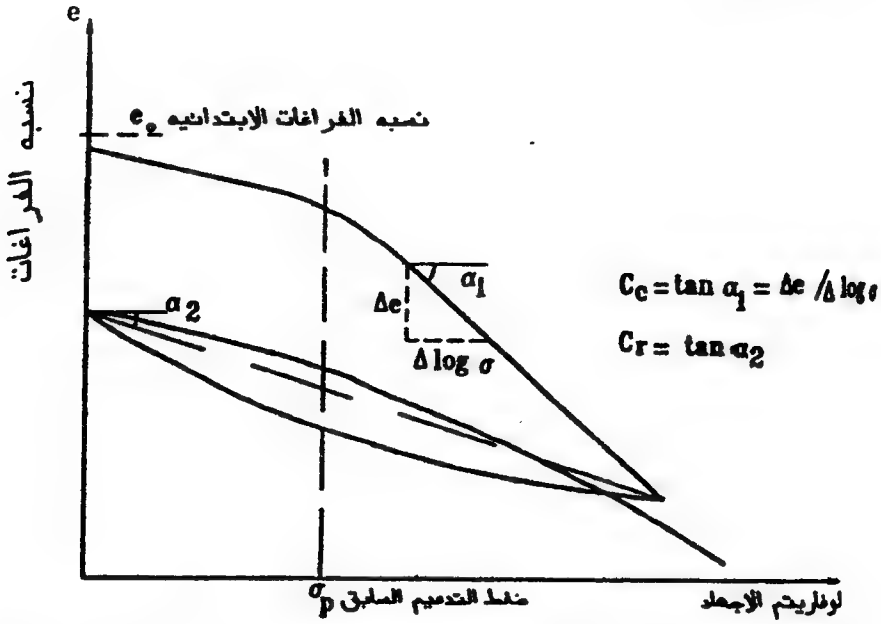
لوغاريتم قيمة الإجهاد الرأسى المؤثر ($\log \sigma$) ونسبة الفراغات (e)

المناظرة للقيمة ($\log \sigma_1$) وذلك كما هو موضح بالشكل (١٦-٥) وذلك

بغرض حساب ما يسمى بدليل الإنضغاط (C_c) للتربة حيث :

$$C_c = \tan \alpha_1 = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} \quad \dots\dots\dots (5-16) *$$

وهو يعبر عن معدل تغيير نسبة الفراغات بالنسبة لمعدل تغيير لوغاريتم الإجهاد الرأسى $(\log \sigma)$.



شكل (١٦-٥) منحنى العلاقة بين لوغاريتم الإجهاد الرأسى $(\log \sigma)$ ونسبة الفراغات (e) من اختيار الأيدومتر لحساب دليل الانضغاط (C_c)

٥-١-٢ تعيين معامل انضغاط التربة من التجارب الحقلية:

عادة ما تستخدم بعض التجارب الحقلية لتقدير قيمة معامل الانضغاط مع

التحفظات التالية :

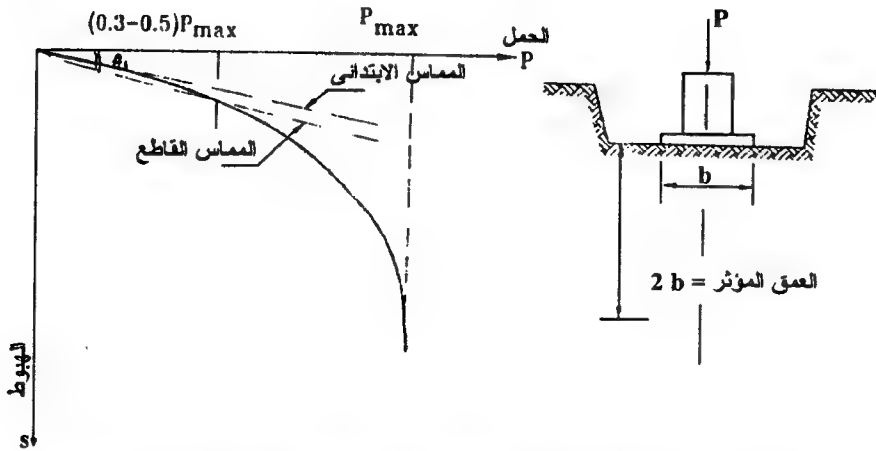
- يجب تنفيذ عدد كافى من الجسات بأعماق مناسبة.
- كل تجربة من التجارب الحقلية تصلح فقط لنوع معين من التربة
- ولحساب نوع معين وحد معين من الهبوط وذلك كما يلى.

أ) تجربة التحميل باللوح:

- يبين الشكل (١٧-٥) ملخص لاختبار التحميل باللوح حيث يتم عمل حفرة فى التربة بالموقع ويسوى سطحها ويتم وضع لوح تحميل عليها مربع أو مستدير الشكل ثم يتم تحميل هذا اللوح وبالتالى التربة مع قياس الهبوط

المصاحب للتربة وذلك عن طريق مقاييس انفعال يتم تثبيتها على اللوح بطريقة دقيقة تسمح بقياس الهبوط عند التحميل.

يتم رسم العلاقة بين الحمل المؤثر (P) والهبوط المناظر عند كل حمل حتى الوصول إلى أقصى قيمة للحمل والتي عندها يكون هناك زيادة ملحوظة في الهبوط بينما لا تكون هناك زيادة ملحوظة في زيادة الحمل وقابلية التربة لمقاومة الحمل المؤثر وذلك كما هو مبين بالشكل (١٧-٥)



شكل (١٧-٥) اختبار التحميل باللوح وكيفية تعيين معامل الإضغاط

هذا وتجدر الإشارة إلى أن قيمة معامل الإضغاط (E_s) للتربة يتم تعيينها إما بدلالة قيمة معايير المماس الابتدائي (Initial tangent) أو معايير القاطع عند قيمة تعادل (٠,٣ - ٠,٥) من أقصى حمل مؤثر كما هو موضح بالشكل (١٧-٥).

يتم تعيين قيمة معامل الإضغاط (E_s) للتربة وذلك عن طريق :

$$E_s = \tan \theta_1 \cdot \frac{2b}{A} \quad \dots\dots\dots (5-17) \quad *$$

حيث (b) : هو عرض ضلع اللوح أو قطره حسب شكله

(A) : مساحة اللوح بالملامسة للتربة

($\tan \theta_1$) : هو ظل زاوية ميل القاطع عند (٠,٣ - ٠,٥) من قيمة الحمل

الأكصى (p_{max}) وكما هو موضح بالشكل (١٧-٥).

ملحوظات هامة:

- ١ - معامل الإنضغاط للتربة الناتج من هذه التجربة يمثل فقط التربة إلى عمق يساوى تقريباً ضعف عرض اللوح المستعمل.
- ٢ - نتائج هذه التجربة لا تعطى تقديراً للهبوط الناتج من التدعيم الكلى فى حالة التربة الطينية وإنما تعطى فقط تقديراً للهبوط الفورى نظراً لقصر الوقت النسبى الذى تستغرقه التجربة.

ب) تجربة الاختراق القياسية:

هذه التجربة تستخدم فى تقدير قيمة معامل الإنضغاط (E_s) لحساب الهبوط الكلى التقريبى للتربة الغير متماسكة وذلك بدلالة عدد الدقات (N) بعد تصحيحها كالاتى :

$$E_s = (4 - 12) N_1 \quad \text{.....} \quad (5-18) \quad *$$

حيث (N_1) : عدد الدقات المصححة وتساوى

$$N_1 = N \cdot \frac{3.55}{P_0 - 0.7} \quad \text{.....} \quad (5-19) \quad *$$

حيث (N) : عدد الدقات من اختبار الاختراق القياسى (S.P.T)

، (P_0) : قيمة ضغط العبء الفعال ولا يزيد عن ٢,٨ كجم/سم^٢

ج) تجربة المخروط الإستاتيكي:

من واقع نتائج اختبار المخروط الإستاتيكي يمكن تقدير قيمة معامل الإنضغاط (E_s) اللازم لحساب الهبوط الكلى التقريبى لجميع أنواع التربة وذلك باستخدام العلاقات الموضحة فيما يلى فى الجدول (٥-٢).

جدول (٥-٢) قيم معامل الإنضغاط (E_s) بدلالة نتائج اختبار المخروط الإستاتيكي

معامل الإنضغاط (E_s)	نوع التربة
$E_s = 1.5 q_{cone}$ $= 2.0 q_{cone}$ $= 3.0 q_{cone}$ $= 4.0 q_{cone}$	طمي ورمل رمل متوسط الكثافة رمل كثيف رمل وزلط
$E_s = (3 - 8) q_{cone}$	طين

(د) تجربة القص بالمروحة:

تستخدم نتائج هذه التجربة في تقدير قيمة معامل الإيضغاط (E_u) لحساب الهبوط الفوري للتربة الطينية وذلك طبقاً لما يلي :

$$(5-20) \quad \left\{ \begin{array}{ll} E_s = 50 (C_u) & \text{طين ضعيف التماسك} \\ = 100 (C_u) & \text{طين متوسط التماسك إلى متماسك} \\ = 150 (C_u) & \text{طين شديد التماسك} \end{array} \right.$$

حيث (C_u) هي قوة تماسك التربة الطينية

٥-٤-١-٣ تقدير قيمة معامل الإيضغاط من واقع الخبرة العملية:

يمكن تقدير قيمة معامل الإيضغاط من واقع الخبرة العملية وذلك لإجراء الحسابات الأولية فقط لتقدير الهبوط الكلي التقديري للأساسات وذلك طبقاً للقيم الواردة في الجدول (٥-٣) .

جدول (٥-٣) بعض القيم التقديرية لمعامل الإيضغاط (E_s)

نوع التربة	الوصف	قيمة معامل الإيضغاط (E_s) كجم/سم ^٢
تربة عضوية أو بقايا نباتات	-	٥ - ٢٠
طين	ضعيف التماسك	٥ - ٢٠
	متوسط التماسك	١٥ - ٦٠
	متماسك	٢٥ - ١٠٠
	شديد التماسك	٥٠ - ٢٠٠
	صلد	١٠٠ - ٤٠٠
طمي	-	٣٠ - ٣٠٠
رمل	سائب	١٠٠ - ٢٥٠
	متوسط الكثافة	٢٥٠ - ٧٥٠
	كثيف	٧٥٠ - ١٥٠٠
	كثيف جداً	١٥٠٠ - ٤٠٠٠
زلط	-	١٠٠٠ - ٤٠٠٠

٥-٤-٢ تعيين هبوط الأساسات الضحلة من التجارب الحقلية:

يمكن تقدير هبوط الأساسات الضحلة من نتائج التجارب الحقلية وذلك بطريقتين إما مباشرة أو بطريقة غير مباشرة.

- الطريقة المباشرة:

وذلك من تجربة التحميل باللوح.

- الطريقة الغير مباشرة:

وذلك باستخدام نتائج تجربة الاختراق الإستاتيكي بالمخروط وتجربة القص بالمروحة وتجربة مقياس الضغط وهذه التجارب تعطى فقط تقديراً لقيمة معامل الإنضغاط للتربة (E_s) ثم يتم التطبيق بعد ذلك فى المعادلات التجريبية والنظرية الخاصة بطريقة حساب الهبوط كما وضعنا سابقاً.

هذا وتجدر الإشارة إلى أن مقدار الهبوط الناتج من هذه التجارب يمثل قيمة الهبوط الكلى فى حالة التربة الغير متماسكة حيث لا ينشأ ضغط للمياه البينية أثناء إنضغاط التربة نتيجة لنفاذيتها العالية نسبياً. وفيما يلى بيان بالتجارب الحقلية الأكثر استخداماً لتقدير الهبوط.

* استخدام الطريقة المباشرة (تجربة التحميل باللوح):

وفى هذه التجربة كما ذكرنا يتم قياس هبوط لوحة تحميل مربعة طول ضلعها ٣٠,٥ سم (١ قدم) لتعيين الهبوط المتوقع لأساس مرتكز على تربة رملية وذلك من العلاقة التالية :

$$S = S_{\text{plate}} \cdot \left[\frac{2B}{0.305 + B} \right]^2 \quad \text{mm} \quad \dots\dots\dots (5-21)$$

حيث (S) : مقدار الهبوط بالمليمتر لأساس عرضه (B) متر

، (B) : عرض الأساس بالمتر

، (S_1) : الهبوط المقاس بالمليمتر للوحة التحميل المربعة الشكل ذات ضلع

يعادل ٣٠,٥ سم محملة بنفس الضغط المتوقع حدوثه من الأساس

❁ باستخدام الطريقة الغير مباشرة:

❁ تجربة الاختراق القياسية:

- تستخدم نتيجة هذه التجربة لتحديد معامل الإيضغاط (E_s) كما ذكرنا وذلك لاستخدامه فى تقدير هبوط الأساسات الضحلة.
- تستخدم هذه التجربة فى حالة التربة الغير متماسكة (الرملية) وهى ذات قيمة محدودة بالنسبة لأنواع التربة التى تحتوى على زلط كبير.
- غير مناسبة وصالحة فى حالة التربة المتماسكة أو المتلاحمة.

❁ تجربة الاختراق الإستاتيكي بالمخروط:

- تستخدم نتيجة هذه التجربة لتحديد معامل الإيضغاط (E_s) للتربة كما ذكرنا وذلك لاستخدامه فى تقدير قيمة الهبوط الفورى للأساسات الضحلة.

❁ تجربة القص بالمروحة:

- تستخدم هذه التجربة فى تقدير قيمة معامل الإيضغاط (E_s) كما ذكرنا وذلك بدلالة مقاومة القص غير المصرفة للتربة المتماسكة وذلك لتقدير هبوط الأساسات الضحلة.

٣-٤-٥ أمثلة محلولة على تقدير وحساب قيمة الهبوط المتوقع تحت الأساسات الضحلة:

مثال (١):

المراد إنشاء مبنى من الخرسانة المسلحة على أرض رملية طميية تمتد إلى عمق كبير فإذا كانت أبعاد أكبر قاعدة لأساسات المبنى هي $٢,٥ \times ٢,٥$ م والجهد الواقع عليها هو ٢ كجم/سم^٢. المطلوب حساب قيمة هبوط هذه القاعدة علماً بأن نسبة بواسان للتربة هي $٠,٢٥$ ومعامل إيضغاط التربة (E_s) لها يعادل ٣٠٠ كجم/سم^٢.

الحل:

حيث أن التربة هي تربة غير متماسكة إلى حد ما وأنها تمتد إلى عمق كبير (أى سمك لا نهائى تقريباً) أسفل القاعدة فإنه يتم تقدير قيمة الهبوط فى هذه الحالة عن طريق الهبوط الفورى للتربة على أساس تربة بسمك لا نهائى وطبقاً للمعادلة المعروفة التالية :

$$S_i = P B \frac{1 - \mu^2}{E_s} \cdot I$$

(S_i) : مقدار الهبوط الفورى بالسـم

(P) : مقدار الضغط والجهد الواقع على التربة ويعادل ٢ كجم/سم^٢

(B) : عرض القاعدة (سم)

(μ) : نسبة بواسان = ٠,٢٥ للتربة

(E_s) : معامل الإنضغاط للتربة ويعادل ٣٠٠ كجم/سم^٢

(I) : معامل الشكل بأخذ فى الاعتبار شكل القاعدة وجسائتها وتقدر قيمته من

الجدول (١-٥) حيث القاعدة مربعة وجاسئة [$I = 0.82$] i.e.

$$\therefore S_i = 2 \times 250 \frac{1 - (0.25)^2}{300} \times 0.82 = 1.28 \text{ cm}$$

وحيث أن هذا يمثل تقريباً قيمة الهبوط الكلى المتوقع أسفل هذه القاعدة وهو لا يتعدى الحدود المسموح بها للهبوط الكلى لهذه التربة الرملية وهو ٥٠ مم.
 ليس هناك مشاكل متوقعة مستقبلاً نتيجة للهبوط اللهم دراسة الهبوط النسبى بين القواعد والذى يجب ألا يتعدى ١ : ٣٠٠ بين قاعدتين متجاورتين.

مثال (٢):

- عند إنشاء عمارة معينة متعددة الطوابق على أساس من اللبشة المسلحة أبعادها ١٦×١٢ متر وتم عمل جسة للتربة بموقع العمارة حيث تبين الآتى :
- ١ - من سطح الأرض وحتى منسوب التأسيس المختار وهو (٢,٠٠) متر عبارة عن تربة رملية ذات كثافة كلية ($\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$).
 - ٢ - من عمق ٢,٠٠ متر أسفل منسوب التأسيس وحتى عمق ٥,٠٠ متر تربة رملية ذات كثافة كلية جوالى ٠,٨٠ طن/م^٣.

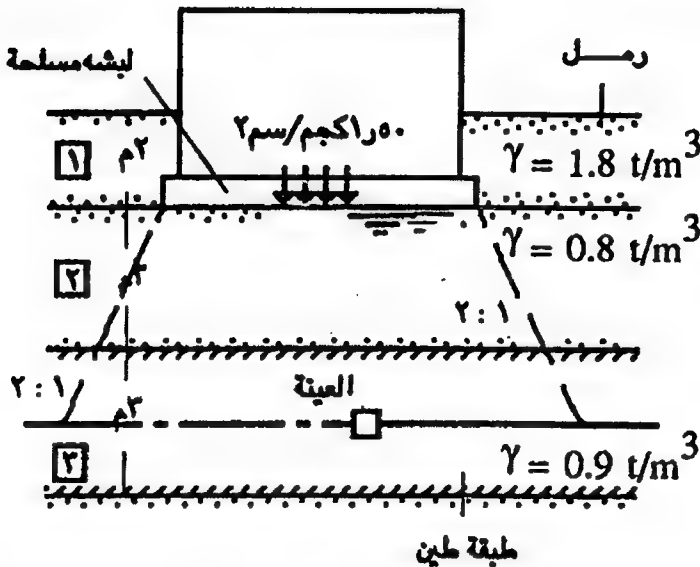
٣- من عمق ٥,٠٠ متر وحتى عمق ٨,٠٠ متر تربة طينية ذات كثافة تعادل ٠,٩ طن/م^٣.

تم إجراء تجربة الإضغاط بالتصلب على عينة أخذت عند منتصف الطبقة الثالثة الطينية بسلك ٢ سم وتم رسم العلاقة بين مقدار الانفعال الحادث في هذه العينة والجهد الواقع عليها بالكيلوجرام/سم^٢ وذلك كما هو مبين بالشكل (١٩-٥).

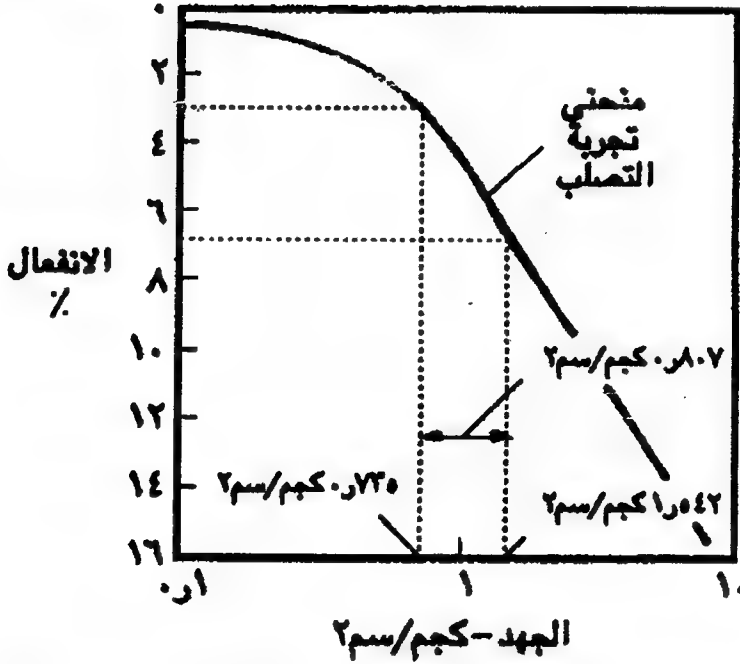
المطلوب: حساب قيمة الهبوط المتوقع لهذه العمارة بسبب تصلب الطبقة الطينية من عمق ٥,٠٠ متر إلى ٨,٠٠ متر إذا كان جهد التربة الصافي للتربة عند منسوب التأسيس يعادل ١,٥ كجم/سم^٢.

الحل:

يبين الكروكي والشكل التالي (١٨-٥) ترتيب طبقات التربة تحت الأساس اللبشة حيث سمك الطبقة الرملية أعلى الأساس تعادل ٢,٠٠ متر وسمك الطبقة الثانية هو ٣,٠٠ متر أسفل الأساس وسمك الطبقة الثالثة الطينية المطلوب تحديد مقدار هبوطها هو ٣,٠٠ متر.



شكل (١٨-٥) تتابع طبقات التربة أسفل الأساس



شكل (١٩-٥) منحني العلاقة بين الإجهاد المؤثر والانفعال المتولد على عينة التربة الطينية

• يتم تحديد مقدار جهد التربة عند منتصف الطبقة الطينية قبل الإنشاء وهو

يساوى وزن عمود التراب عند هذه الطبقة $\Sigma \gamma Z$

$$= 0.9 \times 1.5 + 0.8 \times 3 + 1.8 \times 2 =$$

$$= 7.35 \text{ طن/م}^2$$

• يتم حساب الجهد الكلى الواقع على التربة عند منتصف الطبقة الطينية بعد

الإنشاء نتيجة لحمل المبنى والإجهادات الواقعة عليها وهى تساوى قيمة

الحمل الكلى على مساحة التربة المتأثرة عند هذه الطبقة بالأساس أى

تساوى

$$= \frac{\text{مساحة الأساس} \times \text{جهد التربة الصافى عند منسوب التأسيس}}{\text{مساحة التربة المتأثرة عند منتصف الطبقة}}$$

+ وزن عمود التراب فوق هذه الطبقة

وبفرض توزيع الإجهادات على التربة أسفل الأساس بأنها خطية بميل ١ : ٢

∴ الجهد الكلى الواقع على التربة عند منتصف الطبقة الطينية بعد الإنشاء يساوى

$$7,35 + \frac{15 \times 16 \times 12}{(4,5 + 16)(4,5 + 12)} =$$

$$2 \text{ م/طن } 15,42 = 7,35 + 8,07 =$$

ولحساب مقدار الهبوط الناتج من التأسيس فإنه من منحنى العلاقة بين الانفعال والجهد الواقع على التربة من تجربة الإضغاط بالتصلب فإنه يتم حساب مقدار الانفعال المناظر لجهد التربة قبل التأسيس وبعد التأسيس أى أن الناتج من زيادة الجهد الواقع على التربة من 7,35 طن/م² إلى 15,42 طن/م² وبالتالي

من التجربة : الانفعال عند الإجهاد 7,35 طن/م² يعادل 3 %

من التجربة : الانفعال عند الإجهاد 15,42 طن/م² يعادل 7 %

∴ الانفعال نتيجة لزيادة الإجهاد من 7,35 إلى 15,42 يعادل (7-3) = 4 %

وحيث أن الانفعال يمثل $\frac{\Delta H}{H}$ مقدار الهبوط بالنسبة لارتفاع الطبقة

∴ مقدار الهبوط المناظر لسمك الطبقة الطينية وهو 3,00 متر يساوى مقدار الانفعال فى هذه التربة × سمك الطبقة بالسم

$$\text{أى أن مقدار هبوط الطبقة الطينية رقم (3) يعادل } = \frac{3,00 \times 4}{100} = 12 \text{ سم}$$

• ولتقدير مدى السماح بهذا الهبوط من عدمه فيتم حساب قيمة الهبوط المناظر للطبقة الثانية ويتم جمعه على هذه القيمة فينتج مقدار الهبوط الكلى للتربة أسفل أساس اللبشة ويقارن المجموع بأقصى قيمة مسموح بها لمثل هذا النوع من التربة وتحت أساس لبشة وهو حوالى 15 سم.

٥-٤-٤ نسبة بواسان للتربة:

★ وهو مقدار ثابت للتربة يعبر عن مقدار الانفعال العرضى لها منسوباً إلى الانفعال الطولى عند تعرضها لإجهاد عمودى عليها، ويمكن تحديد قيمة هذا المقدار الثابت من اختبار القص الثلاثى المحاور (Triaxial Test) أو من اختبار الضغط غير محاط للتربة (Unconfined compressive strength test).

★ هذا ويمكن تقدير قيمة نسبة بواسان بطريقة تقريبية حسب نوع التربة وذلك

كالاتى :

طين مشبع : نسبة بواسان (٠,٥)
 طمي أو رمل : نسبة بواسان (٠,٣)

٥-٥ دمك التربة:

5-5 Compaction of Soil:

١-٥-٥ تعريف:

يعرف دمك التربة بأنه إنضغاط لحجم التربة الغير مشبعة نتيجة إنضغاط الفراغات الهوائية بها إلى درجة معينة حسب طاقة الدمك والجهد والشغل الخارجى المبذول لإحداث عملية الدمك هذه.

٢-٥-٥ طريقة قياس دمك التربة بالمعمل (طريقة بركتور القياسية والمعدلة) اختبار الدمك القياسى للتربة فى المعمل:

للتعبير عن درجة دمك التربة وقياس هذه الدرجة مع وضع مواصفات قياسية خاصة بدرجة الدمك هذه فقد يتم استخدام طريقة بركتور القياسية أو المعدلة.

✻ الأجهزة والمعدات:

قالب قياسى للدمك لكل من بركتور أو بركتور المعدل - مندالة قياسية يدوية أو ماكينة دمك - جهاز استخراج العينات من قوالب الدمك.

✻ الخطوات:

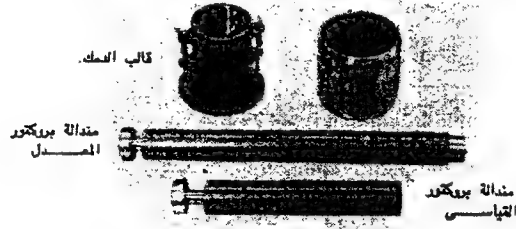
- وفى كلا الطريقتين (طريقة بركتور القياسية والطريقة المعدلة لبركتور) نقسم عينة التربة التى يراد دمكها إلى عدة أقسام فى حدود خمسة أو ستة أقسام ويضاف لكل قسم كمية مياه مختلفة ويوضع كل قسم داخل قالب قياسى الأبعاد (شكل ٥-٢٠) على طبقات (ثلاثة طبقات فى الاختبار بركتور، خمسة طبقات فى اختبار بركتور المعدل) بحيث تدمك كل طبقة بخمسة وعشرون ضربة باستخدام مندالة يدوية موضحة بالشكل (٥-٢٠) [مندالة وزنها ٢,٥ كجم تسقط من ارتفاع ٣٠ سم فى اختبار بركتور، ومندالة وزنها ٤,٥ كجم تسقط من ارتفاع ٤٥ سم فى اختبار بركتور

المعدل] ويمكن استخدام ماكينة دمك قياسية خاصة بهذا الغرض بدلاً من المندالات اليدوية.

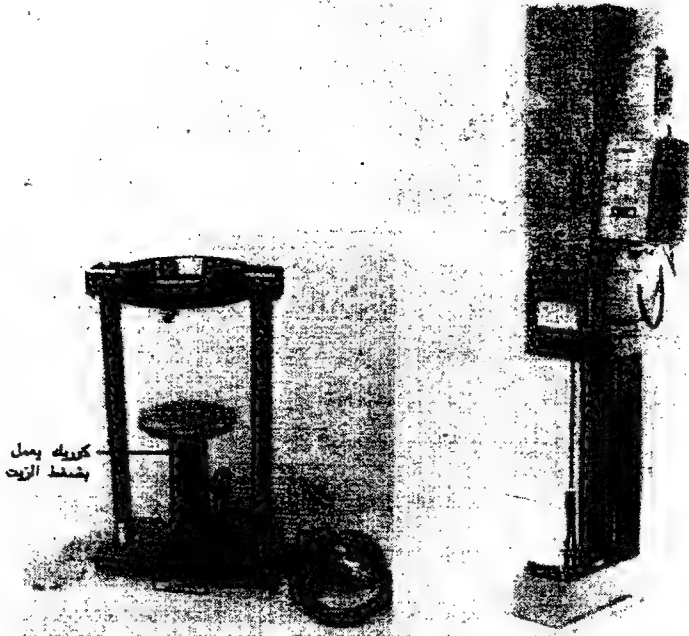
- بعد دمك كل قسم يسوى سطح التربة بالقالب باستخدام قدة حديدية ويوزن القالب ويحسب وزن التربة المدموكة.
- بمعلومية أبعاد القالب تحسب الكثافة الكلية للتربة (γ_b).
- تستخرج التربة من القالب باستخدام جهاز استخراج العينات ويؤخذ منها عينة أو أكثر يعين لها محتوى الرطوبة ($w\%$).
- يتم حساب الكثافة الجافة للتربة (γ_d) لكل قسم من أقسام التربة والتي أمكن الوصول إليها بمحتوى معين من التربة أى يتم تعيين قيمة الكثافة الجافة للتربة المناظرة لكل قسم يحتوى على محتوى رطوبة معين ويتم رسم العلاقة بين محتوى الرطوبة ($w\%$) والكثافة الجافة للتربة (γ_d) نجد أنها تسلك وتأخذ شكل المنحنى المبين بالشكل (٥-٢٠) مع ملاحظة أن:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w\%}$$

- من فحص المنحنى المبين بالشكل (٥-٢٠) يتبين أنه بخلط التربة بمحتوى وكمية مياه قليلة يكسبها مرونة محدودة وقابلية للتشغيل قليلة وذلك يكون مصحوباً بكثافة جافة صغيرة ومحدودة ومع زيادة محتوى الرطوبة واستخدام نفس طاقة الدمك أى ثبات الشغل المبذول فى دمك العينة تزداد قيمة الكثافة الجافة للتربة المدموكة ومع زيادة محتوى الماء فإن قيمة الكثافة الجافة تصل إلى أقصى قيمة محتملة وممكنة لها تسمى بأقصى كثافة جافة للتربة ($\gamma_{d \max}$) وبزيادة محتوى الرطوبة عن ذلك والاحتفاظ بنفس طاقة الدمك المبذولة فإن الكثافة الجافة تقل بعد ذلك أى إذا دمكت التربة بنسبة مياه أكبر من الحد المناظر للكثافة الجافة ($\gamma_{d \max}$) والذى يسمى فى هذه الحالة بنسبة الرطوبة الأصولية [وهى نسبة ومحتوى الرطوبة فى التربة المناظر لأقصى كثافة جافة للتربة] وهذه النسبة هى النسبة المثالية التى من المفروض أن تستخدم مع طاقة الدمك للحصول على أقصى كثافة جافة لهذه التربة.

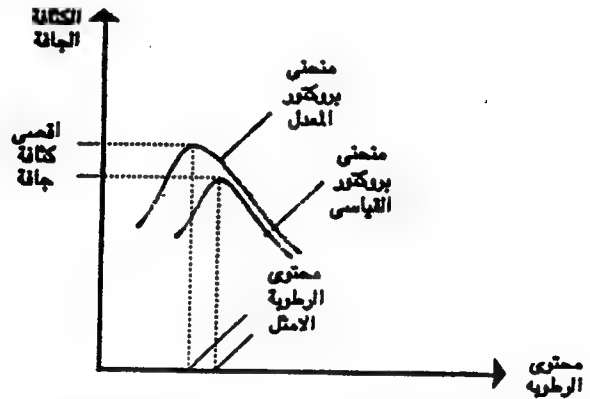


(أ) معدات الدمك اليدوية



(جـ) جهاز استخراج العينات

(ب) ماكينة الدمك



شكل (٥-٢٠)

(د) العلاقة بين محتوى الرطوبة والكثافة الجافة

٣-٥-٥ العوامل التي تؤثر على درجة الدمك:

★ أن قيمة أقصى كثافة جافة للتربة وكذلك نسبة الرطوبة الأصولية المناظرة لها تعتمد على عدة عوامل منها :

١- نوع التربة المدموكة (التربة الخشنة الحبيبات ذات كثافة جافة قصوى عالية يصاحبها محتوى رطوبة أصولية أصغر بالمقارنة بالحبيبات الناعمة والتي تكون كثافتها الجافة القصوى صغيرة نسبياً وذات رطوبة أصولية أكبر نسبياً).

٢- كمية الطاقة أو الشغل المبذول في الدمك حيث أن زيادة طاقة الدمك على التربة يزيد من قيمة الكثافة الجافة لها وبالتالي أقصى كثافة جافة لها أي أن أقصى كثافة جافة للتربة بطريقة بركتور المعدلة أكبر من نظيرتها بطريقة بركتور القياسية ويتبع ذلك نقصاً في محتوى الرطوبة الأصولية أي أن هناك علاقة عكسية مفادها أنه بزيادة أقصى كثافة جافة للتربة تقل نسبة رطوبتها الأصولية وذلك لنفس نوع التربة المدموكة.

٣- المحتوى المائي للتربة وهو أنه كلما زاد المحتوى المائي للتربة كلما زادت الكثافة الجافة إلى حد معين (الوصول إلى أقصى كثافة جافة) ثم بعدها تتناقص الكثافة الجافة بزيادة المحتوى المائي.

★ ويبين الجدول التالي أمثلة لقيم أقصى كثافة جافة ($\gamma_d \max$) ونسبة الرطوبة الأصولية (O.M.C) لبعض أنواع التربة.

نوع التربة	$\gamma_d \max$ (طن/م ^٣)	نسبة الرطوبة الأصولية (O.M.C) %
طين متماسك	١,٥٢	٢٨
طين طمي	١,٦٣	٢١
طين رملي	١,٨	١٤
رمل	١,٩	١١
تربة زلطية (زلط ورمل وطين)	٢,٠٣	٩

٥-٥-٤ الدمك الحقلى للتربة ودرجة الدمك النسبى له:

• يتم الدمك فى الحقل باستخدام معدات مختلفة كل يصلح لنوع أو أنواع معينة من التربة حيث تستخدم :

- الهراسات ذات العجل الصلب لكسر الحجارة وتصلح لتجهيز أساس طريق قبل وضع الطبقات الأسفلتية.

- الهراسات ذات العجل الكاوتش وذلك لأغلب أنواع التربة الرملية أو الزلطية والتي بها نسبة من المواد الناعمة - شكل (٥-٢١).

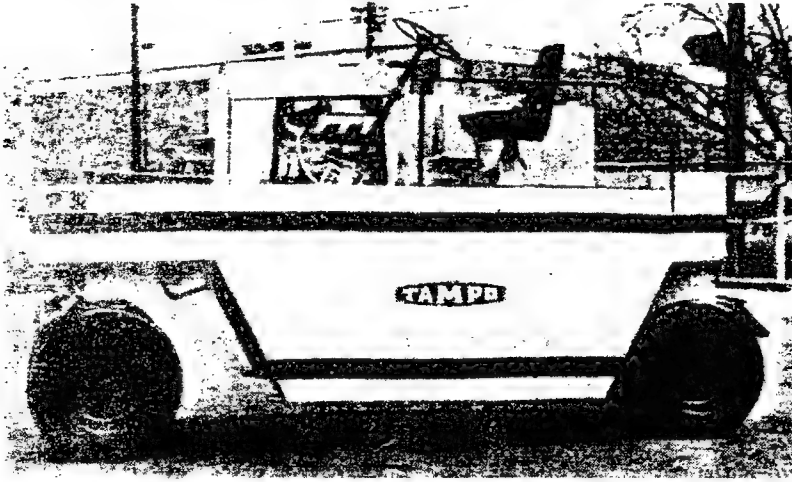
- ألواح الاهتزاز وهى تستخدم لدمك التربة الرملية ذات المساحات المحدودة وهى عبارة عن لوح حديد بمسطح حوالى ٥٠×٧٠ سم يركب عليه موتور كمصدر للاهتزازات وله يد يدفعها العامل لتحريك المعدة أمامه وهذه المعدة تعطى طاقة دمك بما يقابل تأثير وزن حوالى واحد إلى اثنين طن وتستخدم عادة فى دمك الملاعب أو أساسات مبنى صغير.

- الدكاكات أو الهراسات الهزازة وهى تعطى طاقة دمك عالية تعادل تأثير وزن قدره ٥ طن أو أكثر وتستخدم فى التربة الرملية ذات المساحات الكبيرة.

- هراسات أرجل الغنم وهى عبارة عن هراسات ذات عجل به نتوءات من الحديد تستخدم لدمك التربة الطينية حيث تعمل هذه النتوءات على عجن التربة أثناء حركة العجل - شكل (٥-٢١).

• ولتعيين درجة الدمك النسبى للتربة بالحقل بعد دمكها يتم إجراء اختبار المخروط القياسى (Sand cone) السابق شرحه وذلك لتعيين قيمة الكثافة الجافة للتربة بالموقع ($\gamma_d \text{ field}$) وذلك بعد تعيين كثافتها الكلية ومحتوى رطوبتها لأى طبقة مدموكة فى الموقع، وفى نفس الوقت يتم أخذ عينة من نفس التربة المدموكة فى الحقل ويجرى عليها اختبار الدمك القياسى لها بالمعمل باستخدام طريقة بركتور المعدلة حيث يتم تحديد أقصى كثافة جافة للتربة ($\gamma_d \text{ max}$) بالمعمل - وتعرف درجة الدمك النسبى للتربة بالحقل بأنها النسبة بين قيمة الكثافة الجافة للتربة بالموقع ($\gamma_d \text{ field}$) وأقصى كثافة جافة للتربة بالمعمل ($\gamma_d \text{ max}$) فنحصل على قيمة أقل من الواحد تعبر عن درجة الدمك النسبى.

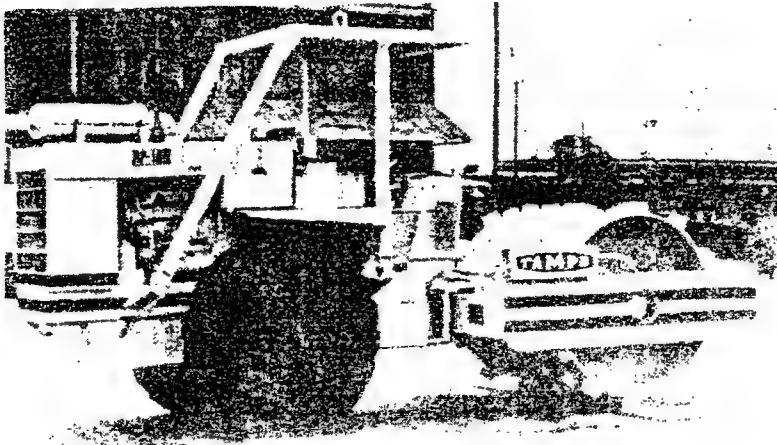
$$\text{i.e. } D_r = \frac{\gamma_d \text{ field}}{\gamma_d \text{ max. (exp)}} < 1.0$$



(أ) هراسات ذات عجل كاوتش



(ب) هراسات هزاة



(جـ) هراسات ذات أرجل غنم

شكل (٥-٢١)

- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه كلما زادت درجة الدمك النسبى للتربة بالحقل أى كلما قربت من الواحد الصحيح كلما دل على الدرجة العالية لدمكها بالحقل.
- هذا بالإضافة إلى أنه باستخدام هذه الطريقة أمكن وضع مواصفات لدمك التربة بالموقع فيطلب لعملية ما من المقاول دمك التربة لكثافة جافة لا تقل عن ٩٥% من أقصى كثافة جافة لها معينة بطريقة بركتور القياسية. وعندما ينتهى المقاول من تنفيذ طبقة من التربة المدموكة (حوالى ٢٥ سم ويحد أقصى ٣٠ سم)، تجرى تجربة تعيين الكثافة الجافة فى الموقع والسابق الإشارة إليها للتأكد من وصول التربة للدرجة المطلوبة للدمك. فإذا فشل المقاول فى تحقيق دمك الدمك المطلوبة هذه (٩٥%) يجب عليه إعادة طبقة الدمك مرة ثانية وتعاد التجربة بعد ذلك.

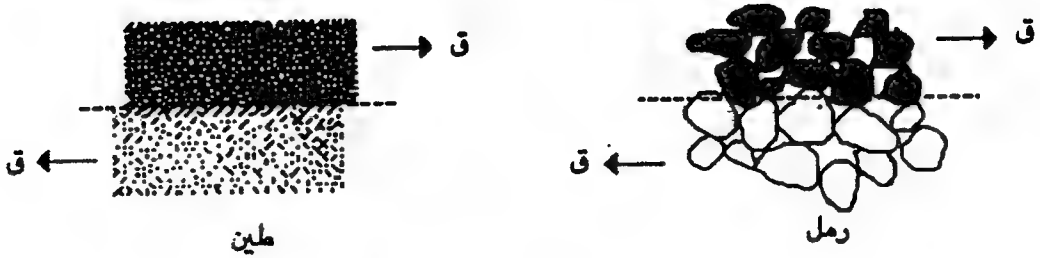
٥-٦ مقاومة القص للتربة:

5-6 Shear Strength of Soil:

٥-٦-١ مقدمة:

- كما ذكرنا سابقاً فإن انهيار التربة بالقص والانهيار بالقص للتربة يعرف بأنه عبارة عن إنزلاق كتلة محدودة من التربة على جزء ثابت من الأرض وكمثال لذلك انهيار التربة أسفل مبنى بالقص وذلك نتيجة إنزلاق المبنى وغوصه فى التربة نتيجة لزيادة الحمل على الأرض.
- والتربة أيضاً كان نوعها لها مقاومة معينة للقص وهذه المقاومة بالطبع لها حد أقصى وحتى لا يحدث انهيار قصى لا بد وأن لا يتعدى أقصى إجهاد قص واقع على التربة عن المقاومة القصوى للقص لنوعية هذه التربة مع توفير معامل أمان كافى ضد حدوث هذا النوع من الانهيار.
- تعزى وتستمد التربة مقاومتها للقص نتيجة لخاصيتين للتربة هما :
 - مقاومة الاحتكاك وتداخل الحبيبات مع بعضها.
 - مقاومة التماسك بين الحبيبات.

وكل نوع من التربة يقاوم القص إما بإحدى الخاصيتين أو كلاهما مجتمعين فمثلاً في التربة الرملية أو الزلطية (الغير متماسكة) المبنية بالشكل (٢٢-٥) لا يمكن أن يتحرك الجزء العلوي منزلقاً على الجزء السفلي إلا بقوة قادرة على أن تتغلب على الاحتكاك عند نقط ارتكاز الحبيبات بعضها على بعض وكذلك على مدى تداخل هذه الحبيبات بعضها مع بعض وتزداد مقاومة الاحتكاك في التربة الرملية مع ازدياد الجهد العمودي على سطح الانزلاق. أما في التربة الطينية (المتماسكة) حيث تلتصق حبيبات الطين القشرية المتناهية في الصغر بعضها ببعض بمساعدة الرطوبة، فإن انزلاق الجزء العلوي على السفلي لا يتم إلا بقوة يمكنها أن تتغلب على خاصية التماسك بين حبيبات الطين، وأن قوة التماسك هذه لا تعتمد على الجهد العمودي على سطح الانزلاق حيث أنها تعتمد فقط على مقدار التجاذب والتلاصق والتلاحم بين الحبيبات الذي يعتمد على التركيب البلوري للحبيبات وكبر مساحتها السطحية بالنسبة لسمكها وعلى التركيب الكيميائي للمياه.



شكل (٢٢-٥) انهيار التربة بالقص

هذا ويعبر عن مقاومة القص للتربة بمعادلة كولوم التالية :

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad (5-22) \quad *$$

حيث τ = مقاومة القص بوحدات الإجهاد (كجم/سم^٢)

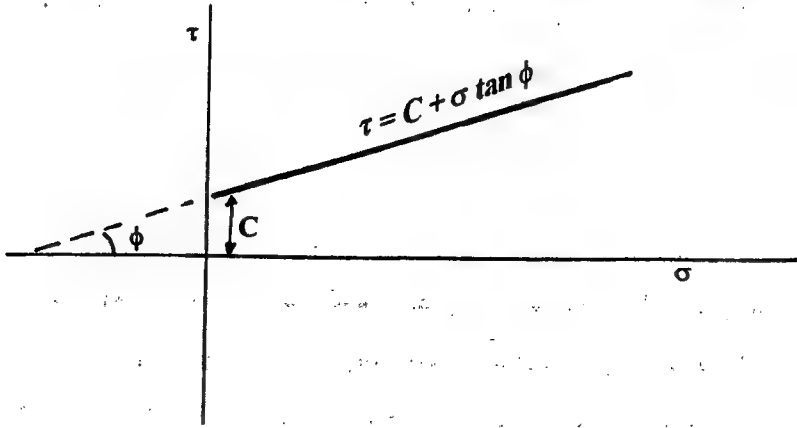
C ، = مقاومة التماسك للتربة (كجم/سم^٢)

σ ، = مقدار الإجهاد العمودي على سطح الانزلاق للتربة (كجم/سم^٢)

$\tan \phi$ ، = ظل زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة والذي يعتمد على حجم الحبيبات

وخشونتها وحالة سطحها

- هذا ويمكن تمثيل معادلة كولوم السابقة بخط مستقيم لا يمر بنقطة الأصل [الإحداثي الرأسى يمثل مقاومة القص (τ)، والأفقى يمثل الإحداثى العمودى (σ)] وميل هذا المنحنى (ϕ) زاوية الاحتكاك الطبيعى للتربة - شكل (٥-٢٣) بينما الجزء المقطوع من المحور الرأسى يمثل قيمة ومقاومة التماسك للتربة (c).



شكل (٥-٢٣) تمثيل معادلة كولوم لمقاومة القص للتربة

٥-٦-٢ معاملات القص للتربة:

- إن معاملات القص لأى نوع من التربة هما الثوابت (C) ، (ϕ) للتربة أى مقاومة السطرية للتماسك وزاوية الاحتكاك الداخلى للتربة وهما العاملين اللذين يحددان مقاومة القص لأى نوع من التربة (τ) عند تعريضها إلى أى قيمة من الإجهاد العمودى (σ) وطبقاً لمعادلة كولوم السابقة.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أن معادلة كولوم المذكورة بعاليه تمثل حالة الإجهادات الكلية المؤثرة على التربة (Total stress) ولكن فى الحقيقة إن مقاومة القص للتربة ترتبط بالإجهاد المؤثر والفعال (Effective stress) الواقع على التربة حيث تؤخذ معاملات التربة فى هذه الحالة بـ (C') ، (ϕ') المناظرين لهذه الحالة من الإجهاد الفعال المؤثر مما أدى إلى تطوير معادلة كولوم لتصبح:

$$\tau = C' + \sigma' \tan \phi' \quad \text{..... (5-22)}$$

حيث (C') : هو مقدار التماسك للتربة المناظر للإجهاد المؤثر والفعال (σ')

، (σ') : هو قيمة الإجهاد العمودى المؤثر على سطح الانزلاق للتربة

، (ϕ') : زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة المناظرة للإجهاد المؤثر والفعال (σ')

هذا ويمكن التعبير عن قيمة الإجهاد العمودى المؤثر (σ') بأنه يعادل قيمة الإجهاد العمودى الكلى (σ) مطروحاً منه ضغط المياه بين حبيبات التربة (u)

i.e. $\sigma' = \sigma - u$

(Pore pressure)

or $\tau = C' + (\sigma - u) \tan \phi'$

..... (5-22) *

٥-٦-٣ أنواع التربة طبقاً لمقاومة القص:

يمكن تقسيم التربة طبقاً لمقاومة القص بناء على قيم معاملات القص (C) ، (ϕ)

كما يلى :

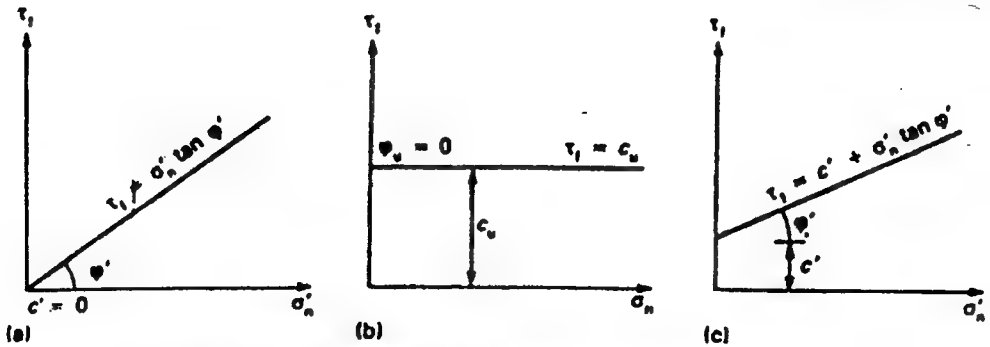
(أ) تربة متماسكة (بدون احتكاك) حيث $\phi = 0$ (Frictionless soil) مثل الطمي والطين المشبعين فى حالة عدم التصرف.

(ب) تربة غير متماسكة (Cohesion less soil) حيث مقاومتها للاحتكاك عالية ومقاومتها للتماسك تساوى صفر $[C = 0]$ مثل الرمل والزلط.

(جـ) تربة مختلطة ويطلق عليها $(C - \phi \text{ soil})$ وهى عبارة عن خليط من الترتين السابقتين حيث أنها ذات مقاومة لكل من الاحتكاك والتماسك مثل الرمل الطينى والرمل الطمى والطين الرملى الخ.

ويبين الشكل (٥-٢٤) العلاقة بين إجهاد القص والإجهاد العمودى للثلاثة أنواع

التربة السابقة الذكر.



Soil types according to shear strength

(a) Cohesionless soil (b) Frictionless soil (c) $c-\phi$ soil

شكل (٥-٢٤) نوع التربة حسب مقاومة القص لها

٥-٦-٤ تعيين مقاومة القص للتربة ومعاملاتها:مقدمة:

إن تعيين مقاومة القص للتربة وقياس وتقدير قيمتها يتم ذلك معملياً وهذا يتأثر بحالة تصرف المياه أثناء الاختبار وحالات التصرف هذه هي :

- أ (حالة عدم التصرف أو التصريف (Undrained).
- ب (حالة التصلب مع عدم التصريف (Consolidated - undrained).
- ج (حالة التصريف (Drained)

أ (حالة عدم التصريف (Undrained):

• فى هذه الحالة لا يسمح بتصريف للمياه من داخل التربة، ولذلك فإن أى زيادة فى قيمة الإجهاد الكلى (Total stress) الواقع على التربة يقابلها زيادة فى قيمة ضغط المياه (Pore pressure) بين الفراغات. وفى التربة المشبعة تكون الزيادة فى ضغط المياه مساوية للضغط الكلى ولا توجد أية زيادة فى قيمة الضغط الفعال المؤثر.

• فى هذه الحالة حينما يكون ضغط المياه غير مأخوذ فى الاعتبار فإن المعاملات المقاسة للقص تعزى فقط إلى الإجهاد الكلى أى (ϕ_u) ، (C_u) .

$$\text{i.e. } \tau = C_u + \sigma_u \tan \phi_u$$

حيث (C_u) : هى مقاومة التماسك للتربة فى حالة عدم التصريف كجم/سم^٢

، (σ_u) : هى قيمة الإجهاد العمودى المؤثر على التربة فى حالة عدم

التصريف كجم/سم^٢

، (ϕ_u) : هى قيمة زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة فى حالة عدم

التصريف

ب (حالة التصلب مع عدم التصريف (Consolidated- Undrained):

• وفى هذه الحالة يسمح لعينة التربة أولاً بالتصلب تحت الإجهاد وبتصرف كامل ثم يلى ذلك تعرض العينة للقص مع إغلاق التصريف ومنعه، أى أن

الغرض من هذا الاختبار هو قياس معاملات القص الفعالة والمؤثرة
 ϕ' & C' (ϕ_{cu} , C_{cu}).

ج) حالة التصريف (Drained):

• فى هذه الحالة يسمح لعينة التربة أولاً بالتصلب مع التصريف الكامل
 وحينما تكتمل مرحلة التصلب تعرض العينة بعد ذلك للقص مع ضغط مياه
 ثابت ويتم التحكم فى الحمل بحيث يتوافق التصريف مع الزيادة فى ضغط
 الماء الحر.

• وفى حالة عندما لا يوجد زيادة فى ضغط الماء الحر تتساوى الزيادة فى
 الضغط الفعال المؤثر مع الزيادة فى الإجهاد الكلى $\Delta \sigma_n = \Delta \sigma_n'$ وتكون
 معاملات القص فى هذه الحالة (ϕ'_d , C'_d) حيث :

C'_d هى مقاومة القص للتربة فى حالة التصريف كجم/سم²

ϕ'_d هى قيمة زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة فى حالة التصريف

٧-٥ الإجهاد المؤثر أو الفعال (Effective Pressure):

• فى التعاملات السابقة مر علينا بعض التعبيرات منها الإجهاد المؤثر ولبيان ذلك
 فإن كل أنواع التربة تحتوى على بعض المياه الحرة (free water) فى فراغاتها
 وقد تكون هذه المياه بسبب الأمطار أو بسبب الخاصية الشعرية أو بسبب تواجد
 المياه الجوفية، وقد تكون المياه فى جزء من فراغات التربة وقد تكون فى كل
 فراغات التربة (مثل التربة المشبعة أو المغمورة).

• ويعرف الإجهاد المؤثر أو الفعال بأنه الضغط الناشئ من حبيبات التربة بعضها
 على بعض ويتم حساب قيمة الإجهاد المؤثر (σ_v) بوزن عمود التربة (حبيبات
 التربة) المؤثر عند العمق تحت الاعتبار.

• وبصفة عامة يمكن التعبير عن قيمة الإجهاد المؤثر بأنه يعادل حاصل ضرب
 كثافة التربة (γ) بحالتها الموجودة فيها \times مقدار ارتفاع عمود التربة أعلى النقطة
 التى يتم حساب قيمة الإجهاد المؤثر عندها (Z).

i.e. $\sigma_v = \gamma Z \quad (t/m^2)$

حيث (γ) : هو وحدة الوزن للتربة في الحالة الموجودة فيها التربة

- إذا كانت التربة جافة فإن $\sigma_v = \gamma_d Z \quad (t/m^2)$

حيث (γ_d) الكثافة الجافة للتربة

- إذا كانت التربة تحتوى فراغاتها على بعض المياه فإن :

$\sigma_v = \gamma_b Z \quad (t/m^2)$

حيث (γ_b) هي الكثافة الكلية للتربة

- إذا كانت التربة مشبعة عن طريق الخاصية الشعرية فإن :

$\sigma_v = \gamma_{saturated} \cdot Z \quad t/m^2$

حيث (γ_{sat}) هي كثافة التربة المشبعة بالماء

- إذا كانت التربة مغمورة بالمياه (أى تحت منسوب المياه) فإن :

$\sigma_v = \gamma_{submerged} \cdot Z \quad t/m^3$

حيث (γ_{sub}) هي كثافة التربة المغمورة بالمياه وهي تعادل $(\gamma_b - \gamma_w)$

وهي تساوى (الكثافة الكلية للتربة - كثافة الماء)

٨-٥ ضغط المياه Pore or Water Pressure

يعرف ضغط المياه بأنه الضغط الناشئ عن المياه أو هو عبارة عن وزن عمود المياه فوق النقطة التى يتم حساب الضغط عندها، أى أن ضغط المياه (P) على عمق

(Z) يعادل :

$P = \gamma_w \cdot Z$ (5-24) *

حيث (γ_w) هي كثافة الماء تعادل ١ طن/م^٣

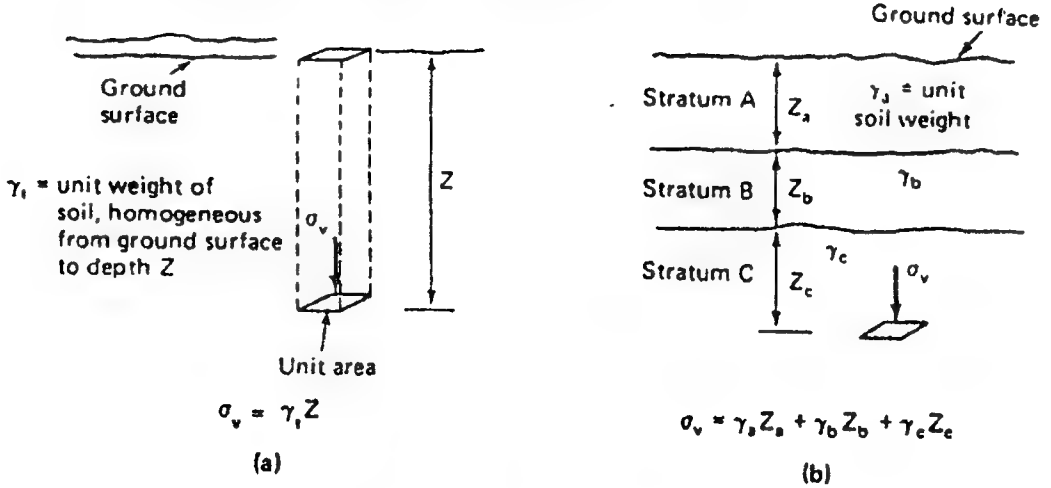
٩-٥ الضغط الكلى على التربة

يعبر عن الضغط الكلى على التربة بأنه مجموع الضغط المؤثر أو الفعال + ضغط

المياه.

i.e. $\sigma_t = \sigma_v + P$ (5-25) *

ويبين الشكل (٢٥-٥) كروكي لكيفية حساب الإجهادات الواقعة على التربة.



شكل (٢٥-٥)

١٠-٥ اختبارات مقاومة القص للتربة (تعيين مقاومة القص للتربة):

لإيجاد مقاومة القص للتربة وتقدير قيمتها فإن ذلك يتم إما في المعمل أو في الحقل أى عن طريق تجارب معملية أو تجارب حقلية كما يلي :

أ (التجارب المعملية:

- تجربة القص المباشر أو صندوق القص [Direct Shear Test or Shear Box].
- تجربة الضغط الثلاثى [Triaxial Compression Test].
- تجربة الضغط الحر أو الغير محاط أو الغير محصور [Unconfined Compressive Test].

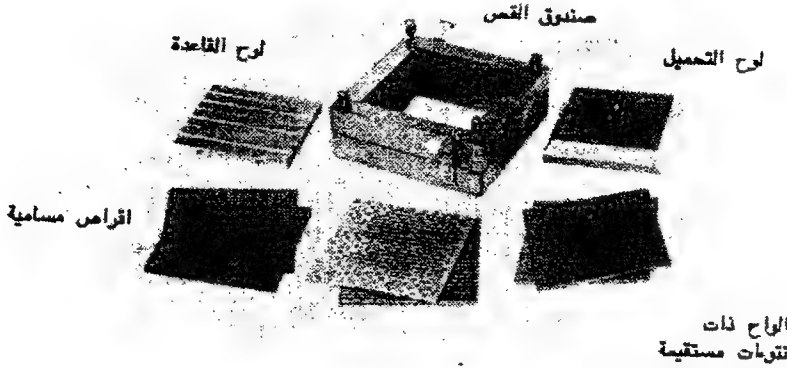
ب (التجارب الحقلية:

- تجربة مروحة القص (Vane Shear Test).
- تجربة الاختراق (Penetration Test).

٥-١٠-١ تجربة القص المباشر أو صندوق القص:

- الأجهزة والمعدات:

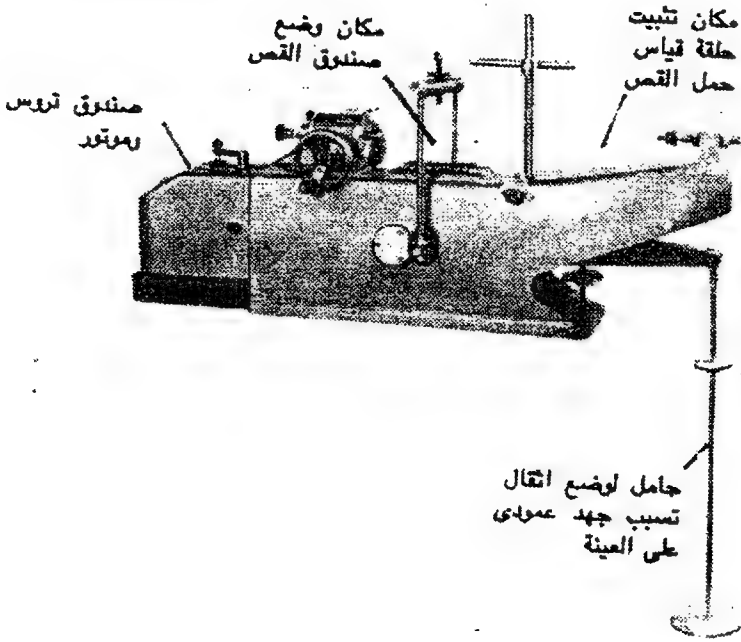
صندوق القص القياسي أبعاده الداخلية 6×6 سم وهو عبارة عن نصفين يمكن ربطهما بمسامير قلاووظ لحين وضع التربة داخله - لوح القاعدة - لوح تحميل وأقراص مسامية وألواح ذات نتوءات مستقيمة - جهاز صندوق القص المباشر - عربة يوضع بداخلها صندوق القص - شكل (٥-٢٦).



(أ) أجزاء ومكونات صندوق القص



(ب) العربة التي يوضع داخلها صندوق القص



(جـ) جهاز القص المباشر

شكل (٥-٢٦)

• وفى هذا الاختبار توضع العينة داخل صندوق القص القياسى ثم تفك مسامير الربط بين نصفيه ويدفع النصف السفلى من الصندوق بينما يظل النصف العلوى له مثبت خلال حلقة قياس الحمل وبذلك تتعرض العينة إلى قوى قص أفقية تعمل على شطر العينة إلى نصفين على مستوى أفقى. يتم قياس حركة الصندوق وكذلك المقاومة ضد القص حتى يحدث انهيار للعينة والأخير يتمثل فى ثبات قيمة الحمل عند حد معين مهما زادت حركة الصندوق (ثبوت الحمل مع زيادة فى التشكل).

يمكن إجراء اختبار القص المباشر على التربة بثلاثة طرق هى :

(أ) طريقة القص السريع: *Quick Shear*

- تستخدم هذه الطريقة فى تعيين مقاومة القص للتربة المنفذة للمياه (الرمال) سواء أكانت جافة أو رطبة أو مشبعة.

- تستخدم هذه الطريقة أيضاً في تعيين مقاومة القص للتربة ذات النفاذية القليلة للمياه (الطين) في حالة تعرض التربة للقص خلال فترة زمنية قصيرة لا تسمح بتغيير محتوى رطوبتها حتى الانهيار.

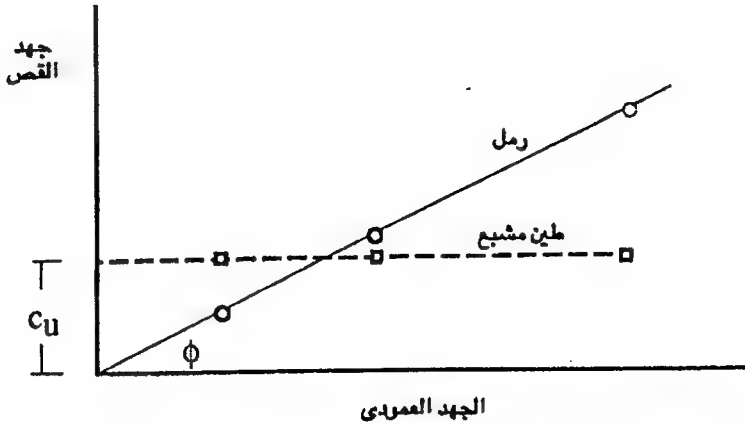
الخطوات:

- ١- يركب لوح القاعدة داخل الصندوق ثم يوضع عليه لوح ذو نتؤات مستقيمة (اللوح الأول) بحيث تكون النتؤات متعامدة مع اتجاه حركة الصندوق.
- ٢- يتم وضع العينة فوق اللوح الأول ثم يوضع أعلاها اللوح الثانى ذو النتؤات ثم أعلاه لوح التحميل السميك الذى يتلقى الحمل العمودى على العينة.
- ٣- يتم وضع الصندوق بالعينة داخل العربة الخاصة بذلك.
- ٤- يتم وضع العربة على قاعدة جهاز القص مع تثبيت مقياس حركة لرصد تغيير ارتفاع العينة قبل وأثناء إجراء القص.
- ٥- يتم وضع أثقال على الحامل لتوقيع الجهد المطلوب على العينة عمودى على سطح الانهيار الأفقى وتؤخذ قراءة هبوط العينة مع تثبيت مقياس حركة لرصد الحركة الأفقية للصندوق وهى حركة إنزلاق التربة على سطح الانهيار.
- ٦- يتم تحريك ودفع النصف السفلى من الصندوق بواسطة يد تحريك أو موتور بينما حركة النصف العلوى تكون مقيدة بواسطة حلقة قياس الحمل.
- ٧- يستمر تحريك ودفع النصف السفلى من الصندوق حتى يحدث الانهيار، ويعرف الانهيار فى هذه الحالة بعدم زيادة قراءات حلقة قياس الحمل وثباتها أو أحياناً انخفاضها

ملحوظات هامة:

- i- تجرى التجربة أحياناً بسرعة خلال ١٠ دقائق تقريباً.

- ii فى حالة اختبار التربة الرملية يتم تكرار خطوات التجربة من (١) إلى (٧) السابقة عدة مرات وذلك على عينات متماثلة من الرمل مجهزة بالصندوق بنفس درجة الكثافة مع استخدام أحمال عمودية مختلفة للحصول على مجموعة قيم من منظر مقاومة القص - وبمعلومية العلاقة بين قيم الجهد العمودى $(\sigma) = \left(\frac{\text{الحمل الرأسى المؤثر عمودى على سطح العينة}}{\text{مساحة المقطع الأفقى للصندوق}} \right)$ ، جهد القص $(\tau) = \left(\frac{\text{الحمل الأفقى المسبب للانهيار}}{\text{مساحة المقطع الأفقى للصندوق}} \right)$ يمكن رسم العلاقة بينهما على المحورين الأفقى والرأسى على التوالى كما هو مبين بالشكل (٥-٢٧) ومع رسم العلاقة المتوسطة لهذه القراءات والتي تمثل بخط مستقيم أى العلاقة بين $(\sigma), (\tau)$ يمكن إيجاد قيمة معاملات القص $(C_u) = 0$ بينما (ϕ_u) لها قيمة معينة حسب نموذج وشكل حبيبات الرمل.



شكل (٥-٢٧) نتائج اختبار القص المباشر السريع على تربة رملية وطين مشبع

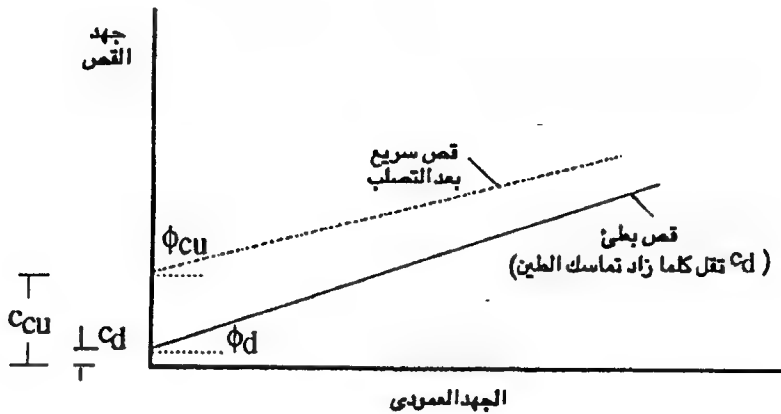
- iii فى حالة التربة الطينية تكرار خطوات التجربة من (١) إلى (٧) لا يغير من مقاومة القص (τ) والتي تساوى فى هذه الحالة (C_u) حيث قيمة $(\phi_u = 0)$ أى أن إجراء التجربة عدة مرات وإعادة عينات متماثلة بجهد عمودى مختلفة يتم فقط لأخذ قيمة متوسطة لمقاومة القص وهى تساوى مقاومة التماسك (C_u) كما هو مبين بالشكل (٥-٢٧).

(ب) طريقة القص السريع بعد التصلب:

تستخدم هذه الطريقة في تعيين مقاومة القص على أنواع التربة التي يتوقع حدوث إنضغاط لها وتصلب قبل تعرضها للقص.

الخطوات:

- ١- يجهز صندوق القص مع وضع اللوحين ذى النتؤات والأحزام أسفل وأعلى العينة بالإضافة إلى وضع أسفلهما وأعلىهما القرصين المساميين وتملأ العربة بالمياه وبذلك يمكن للعينة أثناء التصلب طرد أو امتصاص المياه.
- ٢- تجرى عملية القص بالكيفية والخطوات التى تم ذكرها فى تجربة القص السريع السابقة وذلك بسرعة وذلك حتى لا يتغير محتوى الرطوبة أثناء القص.
- ٣- يتم تكرار التجربة على عينات متماثلة من التربة بتغيير قيمة الجهد العمودى المؤثر على العينة مع تقدير قيمة جهد القص المناظر لانهيار القصوى ويتم رسم العلاقة بين الجهد العمودى وجهد القص ومن هذه العلاقة نحصل على قيمة كل من قوة التماسك (C_{cu}) وزاوية الاحتكاك (ϕ_{cu}) كما هو مبين بالشكل (٥-٢٨).



شكل (٥-٢٨) بيانى نتائج اختبار القص السريع بعد التصلب والبطيء مع التصلب على تربة مشبعة

(ج) طريقة القص البطيء مع التصلب:

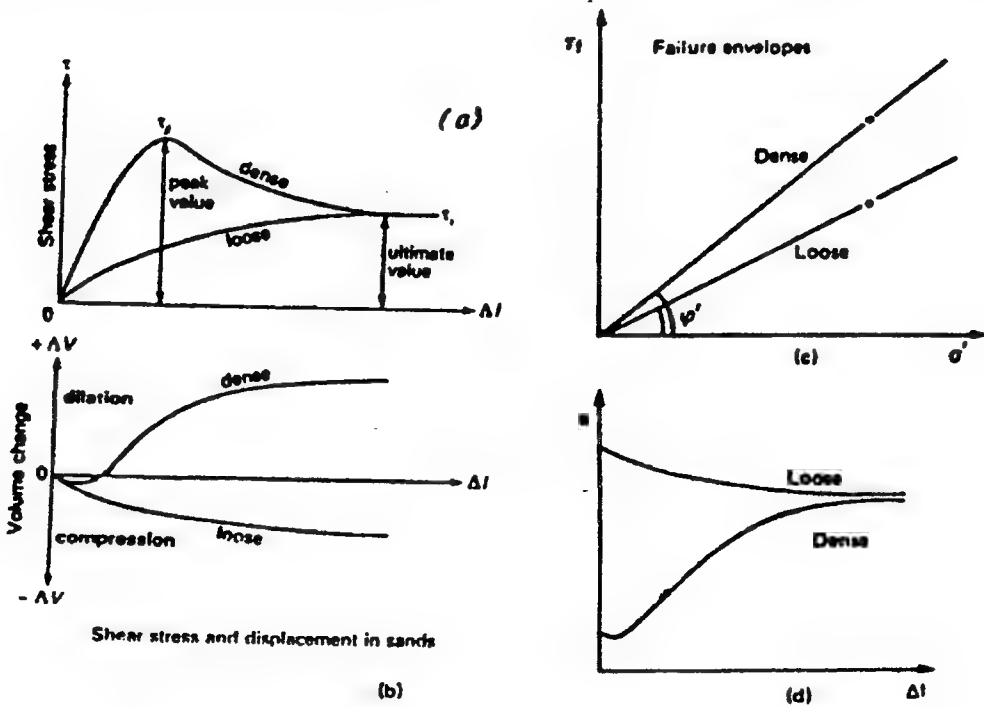
تستخدم هذه الطريقة على أنواع التربة التي يتوقع أن يحدث لها انضغاط وتصلب أثناء تعرضها للقص.

الخطوات:

- ١- يجهز صندوق القص والعينة كما هو في حالة القص السريع بعد التصلب المذكورة سابقاً.
- ٢- يتم إجراء عملية القص ببطيء حسب نوع التربة ونفاذيتها (قد تستغرق التجربة عدة ساعات أو عدة أيام حسب نوع التربة).
- ٣- يتم إجراء التجربة على عينات متماثلة من التربة المراد اختبارها تحت إجهادات عمودية مختلفة مع تعيين قيم إجهادات القص المناظرة لكل مرة عند الانتهاء.
- ٤- يتم رسم نتائج الاختبارات على رسم بياني مثل الموضح بالشكل (٥-٢٨) ومن هذا الرسم البياني يتم تقدير قيمة كل من (C_d) ، (ϕ_d) .

٥-١٠-٢ ملحوظات هامة:

- i- التغير الحجمي والتشكلات الحادثة في الرمل خلال اختبار القص:
بجانب تعيين العلاقة بين إجهاد القص (τ) وإجهاد العمودي (σ) لعينة من التربة من اختبارات القص السابق شرحها فإنه يمكن قياس مقدار التشكل أو التشوه الذي يحدث في العينة في الاتجاهين الرأسى $(\Delta \epsilon)$ والأفقى والذي يعبر عن التغير الحجمي للعينة (Δv) (change in volume) ويبين الشكل (٥-٢٩) نتائج اختبار القص المختلفة لعينة من تربة رملية وذلك في حالتيه الكثيفة والسائبة (Dense or loose sand).



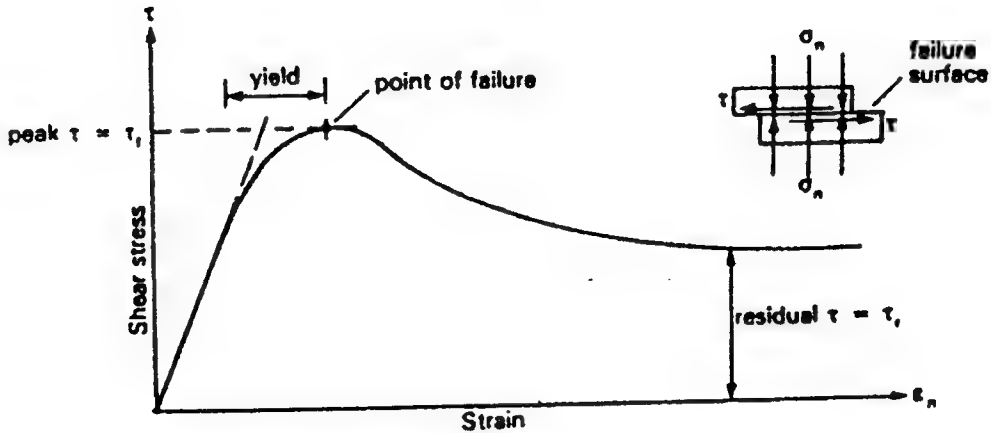
شكل (٥-٢٩) نتائج اختبار القص للتربة الرملية والتشكلات والتغير الحجمي له أثناء الاختبار

ii - زاوية الاستقرار أو الترييح الطبيعي (Angle of Repose) للتربة:

- يمكن تعريف زاوية الاستقرار أو الترييح الطبيعي للتربة بأنها الزاوية المقاسة على الأفقى والتي عندها تأخذ كمية أو كومة من التربة الجافة وضعها الطبيعي دون أى سند أو تدعيم تحت تأثير وزنها.
- تم ملاحظة أن زاوية الاستقرار أو الترييح الطبيعي تتوقف على حسب نوع التربة وشكل وحجم حبيباتها ففى حالة التربة الغير متماسكة كالرمل والزلط حيث قوة التماسك ($C = 0$) فإن زاوية الاستقرار يمكن أخذها مساوية لزاوية الاحتكاك الطبيعي للرمل أو الزلط وهو سائب (ϕ_{loose})، أما فى حالة التربة المتماسكة أو الطين فإن زاوية الاستقرار المناظرة له تعادل تقريباً صفر.

iii- منحنى الإجهاد - الانفعال والانهييار بالقص المباشر:

يبين الشكل (٥-٣٠) منحنى العلاقة بين مقدار إجهاد القص الأفقى المؤثر (τ) على عينة معرضة إلى إجهاد قص مباشر ومقدار الانفعال الرأسى (ϵ_n) وهو يساوى مقدار التشوه أو التشكل الرأسى الذى يحدث فى العينة نتيجة للإجهاد العمودى (σ) أى يساوى ($\Delta h/h$) حيث فى هذا المنحنى يزداد إجهاد القص مع زيادة الانفعال العمودى (ϵ_n) وذلك حتى يصل إلى أقصى قيمة ممكنة تسمى (Peak) نقطة (a) فى المنحنى وهى التى بعدها تقل مقاومة القص للتربة مع زيادة ملحوظة وكبيرة فى الانفعال العمودى إلى الحد الذى تثبت عنده المقاومة مع زيادة مطردة فى الانفعال نقطة (b) فى المنحنى وهى تناظر أقصى مقاومة قص (ultimate) وهنا يجب التفرقة بين القيمتين (Peak shear strength)، (Ultimate shear strength) للتربة حيث الأولى تسمى مقاومة القص العظمى والتى تمثل التربة فى حالتها المدموكة والكثيفة (compacted or dense) والثانية أقصى مقاومة للقص فى حالتها المفككة والسائبة (loose).



شكل (٥-٣٠) منحنى الإجهاد - والانفعال وانهيار التربة بالقص المباشر

iv - يبين الجدول التالى (٥-٤) بعض القيم الاسترشادية لقيمة زاوية الاحتكاك الداخلى (ϕ) للتربة لبعض أنواع التربة الخشنة الغير متماسكة.

جدول (٥-٤) قيم استرشادية للزاوية ϕ لبعض أنواع التربة الغير متماسكة الخشنة

نوع التربة	زاوية الاحتكاك الداخلى (ϕ) المناظرة	
	الإجهاد الأقصى (Ultimate)	الإجهاد الأعظم (Peak)
خليط من الرمل والزلط	٣٦ - ٣٣	٥٠ - ٤٠
رمل جيد التدرج	٣٥ - ٣٢	٥٠ - ٤٠
رمل ناعم إلى متوسط التدرج	٣٢ - ٢٩	٣٥ - ٣٢
رمل طميى	٣٣ - ٣٠	٣٢ - ٢٧
طمي (غير لدن)	٣٠ - ٢٦	٣٥ - ٣٠

٥-١-٣ أمثلة على مقاومة القص للتربة:

مثال (١):

أجرى اختبار القص المباشر على عينة من التربة الغير متماسكة من الرمل وكانت نتائج هذا الاختبار كما يلى. المطلوب تعيين معاملات القص لهذه النوعية من التربة.

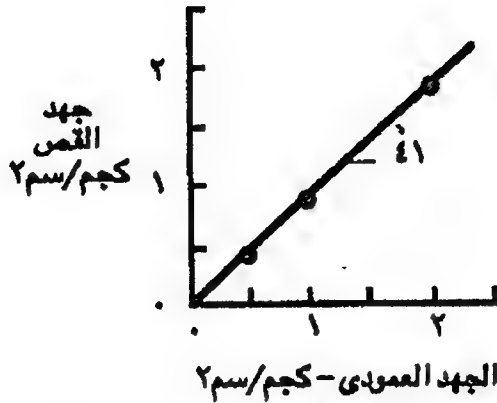
الحمل العمودى (كجم)	١٨	٣٦	٧٢
حمل القص عند الانهيار (كجم)	١٥,٨	٣٠,١	٦٥,٣

الحل:

١- يتم حساب قيمة كل من الإجهادات العمودية (σ) وإجهادات القص عند الانهيار (τ) المناظرة لكل تجربة وذلك بقسمة قيم الأحمال هذه على المساحة المعرضة للقص وهى مساحة صندوق القص (٦×٦ سم) وذلك كالتالى :

الإجهاد العمودى σ (kg/cm ²)	٠,٥	١	٢
إجهاد القص τ (kg/cm ²)	٠,٤٤	٠,٨٤	١,٨١

٢- يتم توقيع العلاقة بين كل من إجهاد القص (τ) على المحور الرأسى والقيم المناظرة لها من الإجهاد العمودى (σ) وذلك بمقياس رسم واحد لكلاً منها وذلك كما هو مبين بالشكل (٥-٣١).



شكل (٣١-٥) منحنى العلاقة بين إجهاد القص والإجهاد العمودي لعينة التربة في المثال رقم (١)

٣- من منحنى العلاقة المبينة بالشكل (٣١-٥) السابق يتم تعيين معاملات القص وهما الثوابت (C) ، (φ) حيث يتبين أن قيمة [C=0] الجزء المقطوع من المحور الرأسى لأنها تربة غير متماسكة (رمل) وأن الزاوية (φ) ظلها يعادل ميل الخط المستقيم ويمكن أخذها لقيمة متوسطة لظل هذه الزاوية عند كل قراءة من قراءات كل من (τ) ، (σ).

$$\text{i.e. } \tan \phi = \frac{\sum \tau}{\sum \sigma} = \frac{0.5 + 1.00 + 2.00}{0.44 + 0.84 + 1.81} = 1.13$$

$$\therefore \phi = \tan^{-1} 1.13 =$$

مثال (٢):

يبين الجدول التالى العلاقة بين قيم الحمل العمودى وحمل القص عند الانهيار لعينة من التربة الرملية الطينية وذلك أثناء إجراء اختبار القص المباشر والمطلوب تعيين مقاومة وقوة التماسك وزاوية مقاومة القص لهذه النوعية من التربة.

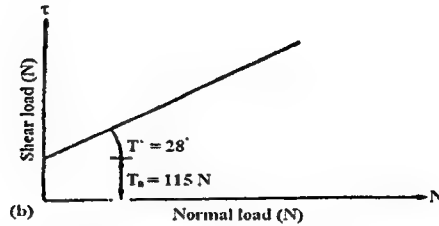
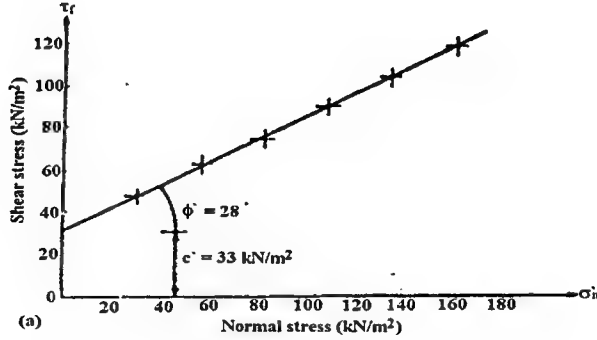
٥٧,٦	٤٨,٤	٣٩,٠٠	٢٩,٥	٢٠,٢	١٠,٨	الحمل العمودى (كجم)
٤٢,٥	٣٧,٤	٣٢,٣	٢٦,٦	٢٢,٧	١٧,٢	حمل القص عند الانهيار (كجم)

الحل:

- ١- يتم حساب قيمة كل من الإجهادات العمودية (σ) وإجهادات القص (τ) عند الانهيار لكل تجربة من هذه التجارب وذلك بخارج قسمة كل من هذه الأحمال على المساحة المعرضة للقص وهى 60×60 مم (صندوق القص) - يبين الجدول التالى قيم هذه الإجهادات.

١,٦٠	١,٣٤	١,٠٨	٠,٨٢	٠,٥٦	٠,٣٠	الإجهاد العمودى (σ) kg/cm ²
١,١٨	١,٠٤	٠,٩٠	٠,٧٤	٠,٦٣	٠,٤٥	إجهاد القص عند الانهيار (τ) kg/cm ²

- ٢- يتم توقيع العلاقة بين الإجهاد العمودى (σ)، إجهاد القص عند الانهيار (τ) المناظر لكل تجربة وذلك بمقياس رسم مناسب وذلك كما هو مبين بالشكل (٥-٣٢).



شكل (٥-٣٢) منحنى العلاقة بين (σ)، (τ) عند الانهيار للتربة فى المثال رقم (٢)

- ٣- من رسم العلاقة يتبين أنها تسلك الخط المستقيم معادلته هى $\tau = C + \sigma \tan \phi$ حيث (C) هى مقدار الجزء المقطوع من المحور الرأسى وتساوى مقاومة التماسك والتي تساوى فى هذه الحالة ($C = 0.33$ kg/cm²) وأن ميل الخط المستقيم ظله يعادل ($\tan \phi$) أى ظل زاوية

الاحتكاك الطبيعي للتربة ومن الرسم يتبين أن زاوية مقاومة القص (ϕ) تعادل ٢٨.

مثال (٣):

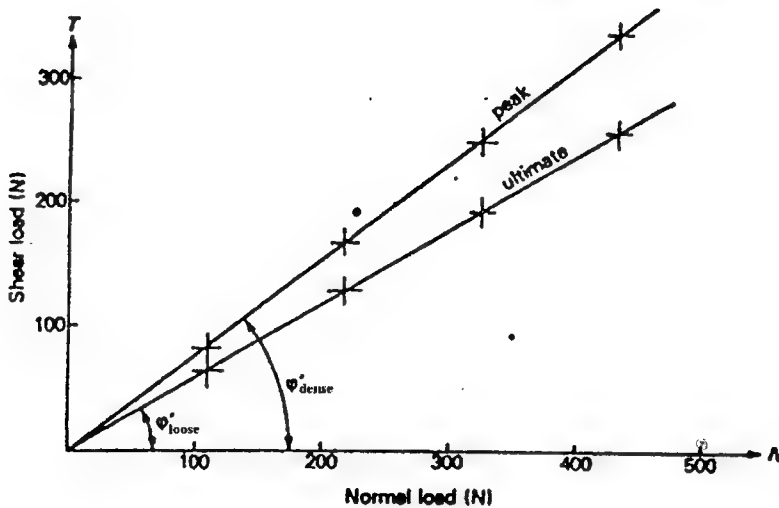
أجرى اختبار القص المباشر على عينة من الرمل الكثيف والمدموك وكانت نتائج الاختبار كما يلي :

٤,٣٢	٣,٢٤	٢,١٦	١,١٠	الحمل العمودي (كجم)
٢,٦١	١,٩٥	١,٣١	٠,٦٦	أقصى حمل قص (كجم) (ultimate)
٣,٤٠	٢,٥٣	١,٧٠	٠,٨٥	حمل القص الأعظم (كجم) (peak)

المطلوب تحديد وتقدير قيمة زاوية مقاومة القص (ϕ) للتربة المختبرة وذلك في حالتها الكثيفة والمدموكة (Compacted) عند الحمل الأعظم وحالتها المفككة والسائبة (loose) عند الحمل الأقصى.

الحل:

١- يمكن رسم العلاقة بين كل من الحمل العمودي بالكجم وأحمال القص المناظرة لكل حالة من حالات التربة وذلك كما هو مبين بالشكل (٥-٣٣) بمقياس رسم معين.



شكل (٥-٣٣)

٢- بفحص العلاقة بالشكل (٥-٣٣) تبين أن العلاقات هي علاقات خطية مارة بنقطة الأصل لكل حالة وأن ميل الخط المناظر للحالة المدموكة أكبر من ميل الخط المناظر للحالة السائبة وهذا يعنى أن مقاومة القص للتربة المدموكة أكبر من نظيرتها للتربة السائبة ومن هذه العلاقات يتبين أن $(C=0)$ مقاومة التماسك تساوى صفر فى كلتا الحالتين وأن :

$$\phi_{\text{dense or compacted at peak}} > \phi_{\text{loose at ultimate}}$$

$$\text{i.e. } \phi_{\text{dense}} = 38 > \phi_{\text{loose}} \cong 31$$

مثال (٤):

أجرى اختبار القص المباشر على عينتين من الرمل إحداهما فى حالة سائبة (loose) والثانية فى حالة مدموكة (dense or compacted) وقد تم قياس كل من الحركة الأفقية (الإزاحة الأفقية) والإزاحة الرأسية وذلك تحت إجهاد عمودى ثابت قدره ٢,١٠ كجم/سم^٢ لكل من العينتين وذلك كما يلى :

بالنسبة لعينة الرمل السائبة (Loose State):

١,١٦	١,١٦	١,١٦	١,١٤	١,١٣	١,١١	١,٠٦	٠,٩٩	٠,٩١	٠,٧٨	٠,٥٩	صفر	إجهاد القص المؤثر (كجم/سم ^٢) τ
٥٥٠	٥٠٠	٤٥٠	٤٠٠	٣٥٠	٣٠٠	٢٥٠	٢٠٠	١٥٠	١٠٠	٥٠	صفر	الإزاحة الأفقية × ١٠ ^{-٢} (مم) $(\Delta \ell)$
-	-	-	٢٠ -	-	١٩ -	١٨ -	١٧ -	١٥ -	١٢ -	٦ -	صفر	الإزاحة الرأسية × ١٠ ^{-٢} (مم) (Δh)

بالنسبة لعينة الرمل المدموكة أو الكثيفة (Dense State):

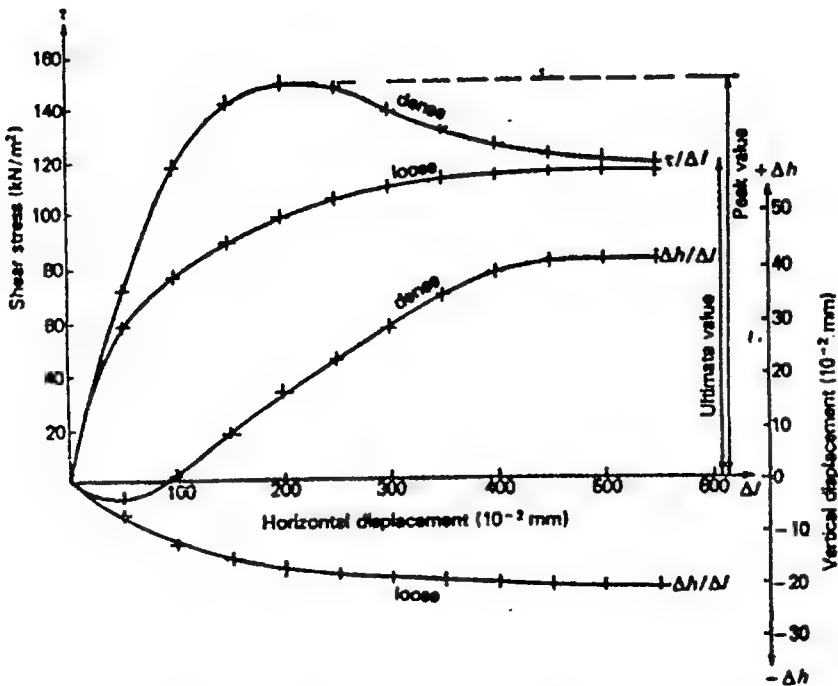
١,١٩	١,٢٠	١,٢٢	١,٢٦	١,٣٣	١,٣٩	١,٤٩	١,٥٠	١,٤٣	١,١٨	٠,٧٣	صفر	إجهاد القص المباشر المؤثر (كجم/سم ^٢) τ
٥٥٠	٥٠٠	٤٥٠	٤٠٠	٣٥٠	٣٠٠	٢٥٠	٢٠٠	١٥٠	١٠٠	٥٠	صفر	الإزاحة الأفقية × ١٠ ^{-٢} (مم) $(\Delta \ell)$
٤١	٤١	٤١	٣٩	٣٥	٢٩	٢٣	١٧	٩	١	٣ -	صفر	الإزاحة الرأسية × ١٠ ^{-٢} (مم) (Δh)

ملحوظة: الإشارة السالبة في الإزاحة الرأسية معناها نقص في الارتفاع بينما الإشارة الموجبة معناها زيادة في الارتفاع.

والمطلوب حساب قيمة (ϕ_{loose}) ، (ϕ_{dense})

الحل:

لكل من العينتين السابقتين يتم رسم العلاقة بين كل من إجهاد القص (τ) ومقدار الإزاحة الأفقية (Δl) كما يتم رسم العلاقة بين كل من مقدار الإزاحة الرأسية (Δh) والإزاحة الأفقية (Δl) لهاتين العينتين كما هو موضح بالشكل (٣٤-٥).



شكل (٣٤-٥) العلاقة بين (τ) ، (Δl) وبين (Δh) ، (Δl) لعينتين الرمل السائبة والمدموكة

من فحص منحنيات العلاقة (τ) ، (Δl) يتبين أن الرمل بحالتيه السائبة والمدموكة يصل إلى حالته الحرجة (critical state) والمقصود بهذه الحالة هو

ثبوت الحجم إلى حد ما مع زيادة مطردة فى الإزاحة الأفقية وذلك عند إزاحة أفقية مقدارها ٥ مم ومن هذه المنحنيات يتبين أن :

قيمة إجهاد القص الأعظم (Peak value for shear) وهى أقصى قيمة لإجهاد القص المناظرة للحالة المدموكة يعادل $\tau_{peak} = 1.52 \text{ kg/cm}^2$ وقيمة (Ultimate value for shear) وهى أقصى قيمة لإجهاد القص المناظرة للحالة السائبة يعادل $\tau_{ultimate} = 1.16 \text{ kg/cm}^2$ ومن هذه القيم يتم إيجاد قيم زاوية الاحتكاك المناظرة لكل حالة من هذه الحالات وذلك تحت إجهاد عمودى ثابت $\sigma = 2.1 \text{ kg/cm}^2$ وذلك من العلاقة المعروفة :

- للحالة السائبة

$$\tau_u = \sigma \phi_{loose}$$

$$\text{i.e. } 1.16 = 2.1 \phi_{loose} \quad \phi_{loose} = \arctan \frac{1.16}{2.1} = 29^\circ$$

- للحالة المدموكة

$$\tau_{peak} = \sigma \phi_{comp \text{ or } dense}$$

$$\therefore 1.52 = 2.1 \phi_{dense} \quad \phi_{dense} = \arctan \frac{1.52}{2.1} = 36^\circ$$

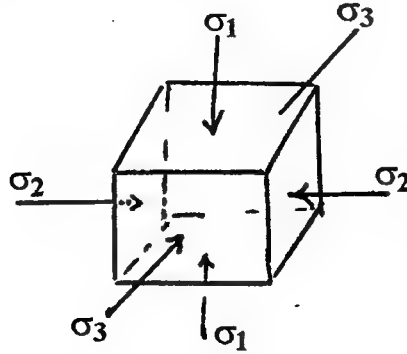
هذا وتجدر الإشارة إلى أنه كلما زادت الزاوية (ϕ) تزداد مقاومة القص وبالتالي فإنه مقاومة القص للتربة المدموكة أكبر من نظيرتها للتربة السائبة كما هو موضح.

٥-١-٤ تجربة الضغط الثلاثى:

5-10-4 Triaxial Compression Test:

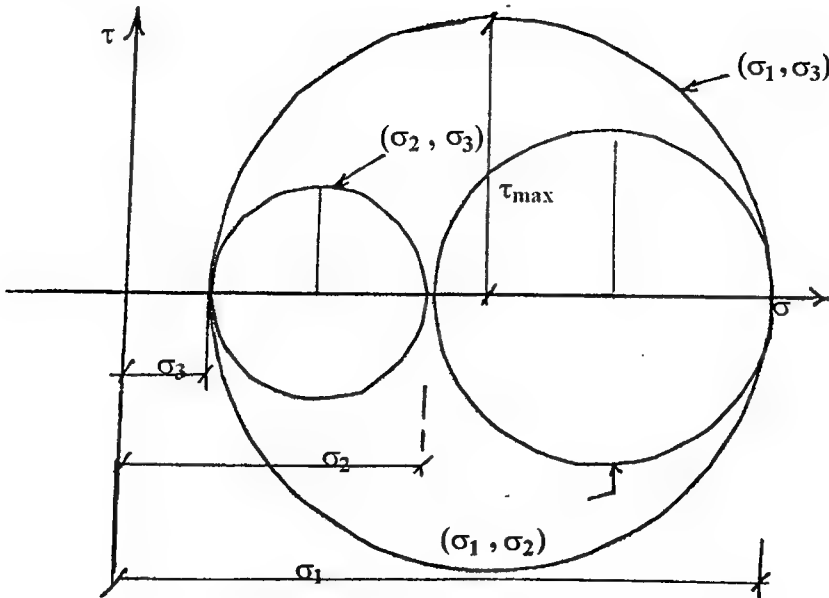
مقدمة:

• كما هو معروف أنه عند تعريض عينة من مادة متجانسة إلى حالة إجهاد ثلاثية (Triaxial state of stress) إحداها الإجهاد الرأسى العمودى قدره (σ_1) فى الاتجاه الرأسى والإجهادات الثابتة هى إجهادات جانبية عمودية قدرها (σ_2)، (σ_3) كما هو موضح.



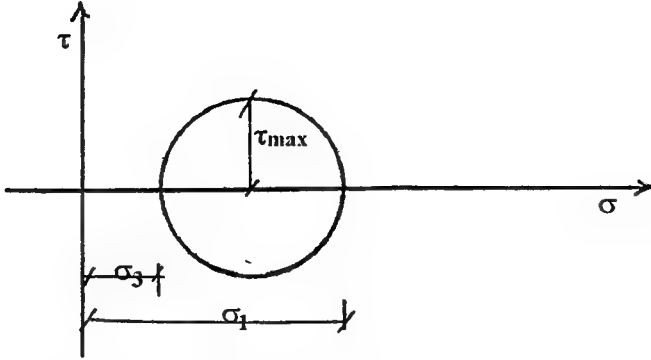
• وحيث أنه يمكن تمثيل وإيجاد أقصى قيمة لإجهاد القص بدلالة دوائر مور (Mohr's circles) للمستويات الثلاثة [المستوى (σ₁) مع (σ₂)، المستوى (σ₂) مع (σ₃)، المستوى (σ₃) مع (σ₁)] كما هو مبين وبالتالي فإن أقصى إجهاد قص هو المناظر للدائرة المرسومة بين أقصى إجهاد عمودي (σ₁)، أقل إجهاد عمودي (σ₃) كما هو مبين بالشكل (٣٥-٥) وأن قيمة أقصى إجهاد قص (τ).

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$



شكل (٣٥-٣) دوائر مور للحالة العامة للإجهاد

ولحالة إجهاد خاصة $\sigma_2 = \sigma_3$ فإن أقصى إجهاد قص هو (τ_{max}) أيضاً ويعادل $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)$ كما هو مبين. وتنحصر الدوائر الثلاثة في دائرة واحدة ترسم بين (σ_1) ، (σ_3) أو (σ_2) كما هو مبين بالشكل (٣٦-٥).



شكل (٣٦-٥) دائرة مور في الحالة الخاصة $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$

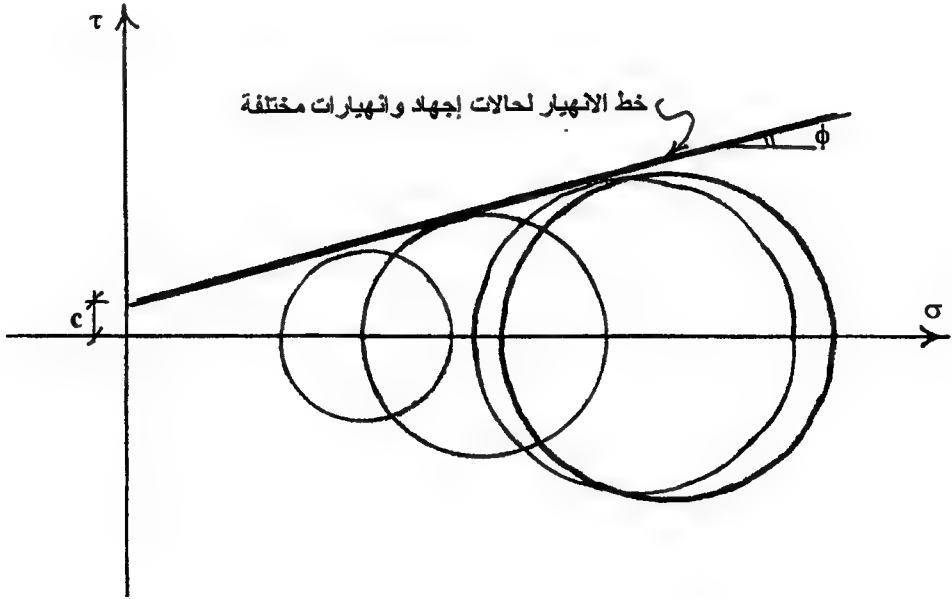
• تتلخص تجربة الضغط الثلاثي في تعريض عينة من التربة إلى إجهادات ضغط جانبية (σ_3) بعد ذلك تضغط العينة محورياً إلى الانهيار ولتكن قيمة الإجهاد (σ_1) ويتم رسم العلاقة بين (σ_1) ، (σ_3) برسم دائرة مور لهذه الحالة من الإجهاد وبتغيير كل من قيمة (σ_3) تتغير تبعاً لذلك قيمة (σ_1) المسببة للانهيار للعينة وبالتالي يتم رسم مجموعة دوائر ممثلة للانهيار وحيث أن كل نقطة على هذه الدائرة تمثل انهيار فإن الخط المماس لمجموعة هذه الدوائر يسمى بخط أو منحنى الانهيار (Envelope or line of failure) كما هو مبين بالشكل (٣٧-٥) وأن هذا الخط هو المحل الهندسي لجميع النقاط التي تماس جميع الدوائر المسببة لانهيار وهي بسبب إجهادات القص (τ) وأن معادلة هذا الخط هو

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

حيث (C) : هو الجزء المقطوع من المحور الرأسى ويمثل مقاومة التماسك للتربة

، (ϕ) : زاوية الميل للخط وهي زاوية الاحتكاك الداخلى للمادة المختبرة

، (σ) : هي قيمة الإجهاد العمودى المؤثر والمناظر لقيمة إجهاد القص (τ)



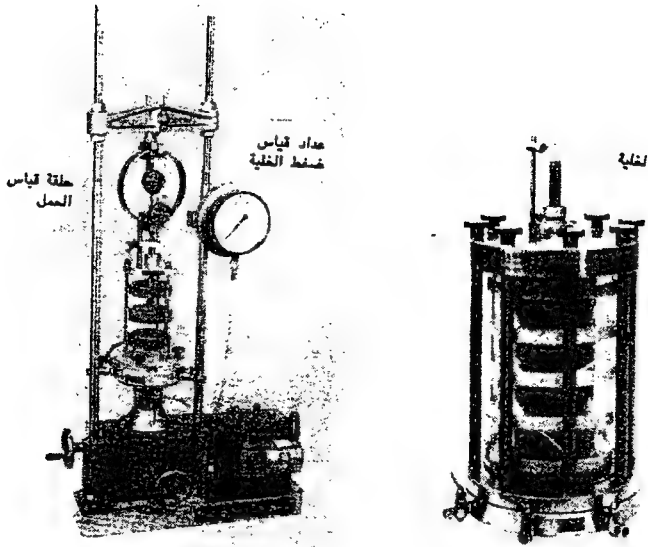
شكل (٥-٣٧) خط الانهيار لعينة معرضة لحالات إجهاد مختلفة عند الانهيار

٥-١٠-٥ تعيين معاملات القص:

كما هو معروف بأن معاملات القص لعينة ما من التربة تتوقف على حالاتها الثلاثة السابق الإشارة إليها وهي حالة عدم التصريف (undrained) وحالة التصلب مع عدم التصريف (consolidated - undrained) وحالة التصريف (drained).

الأجهزة والمعدات:

- يتكون جهاز الضغط ذو الثلاثة محاور من خلية توضع كالموضحة بالشكل (٥-٣٨) توضع بداخلها عينة أسطوانية من التربة المراد اختبارها توضع فى داخل غشاء رقيق من المطاط لمنع تغيير محتوى رطوبتها. الخلية المبينة تتيح توقييع إجهاد جانبي يحيط بعينة التربة الأسطوانية عن طريق إدخال مياه تحيط بالعينة تحت ضغط معين يسمى (σ_1) بعد ذلك يتم ضغط العينة محورياً حتى الانهيار (σ_1) .



شكل (٣٨-٥) خلية الضغط الثلاثي وماكينة الاختبار

الخلية تسمح بإجراء التجربة على عينة من التربة المحصورة بين قرصين غير منفذين (من الألومنيوم أو البلاستيك الجاف) أو بين قرصين منفذين للمياه متصلين بأنابيب خارجية مدرجة توضح كمية المياه المنصرفة من العينة أو المتسربة داخلها أثناء اختبارها، كما تتيح الخلية أيضاً قياس ضغط المياه المحتواة داخل العينة. وبذلك يمكن القول بأنه يمكن إجراء تجربة سريعة على عينة بدون تغيير في محتوى رطوبتها ويسمى في هذه الحالة اختبار (UU). كما يمكن إجراء تجربة الاختبار بجعل العينة تتصلب أولاً تحت تأثير ضغط المياه في الخلية، ثم قفل مخرج المياه وضغطها محورياً حتى الانهيار مع قياس ضغط المياه المحتواة في الفراغات بجهاز خاص ويسمى الاختبار في هذه الحالة باختبار (CU). كما يمكن إجراء الاختبار لعينة تتصلب تحت ضغط الخلية ثم ضغطها محورياً ببطل حتى الانهيار مع ترك مخارج المياه مفتوحة ويسمى الاختبار في هذه الحالة باختبار (D).

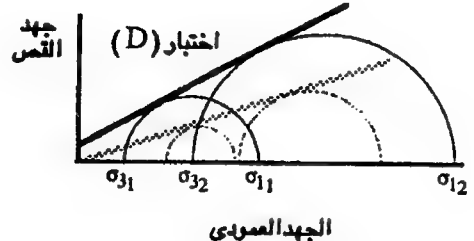
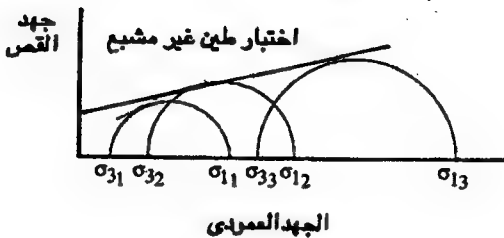
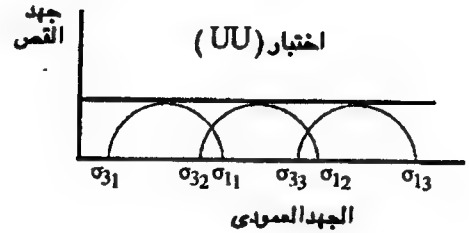
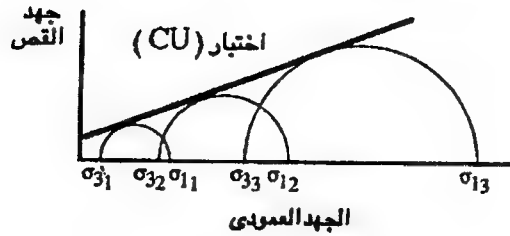
الخطوات:

- ١- يتم تجهيز عينة من التربة بقطر ٣٨ أو ٥٠ أو ١٠٠ مم وبارتفاع ضعف القطر أى ٧٦ مم أو ١٠٠ مم أو ٢٠٠ مم حسب حجم العينة التى يتم استخراجها من الجسات حسب المطلوب وحسب سعة الخلية.
- ٢- يتم وضع العينة المجهزة على قاعدة الخلية بين قرصين غير منفذين أو قرصين مساميين حسب نوع التجربة.
- ٣- يتم تركيب غشاء رقيق مطاط حول العينة ويحكم بحلقتين كاوتش على القرصين مع وضع شرائح ورق ترشيح حول العينة فى حالة تصلبها قبل الضغط المحورى.
- ٤- يتم وضع الخلية على قاعدة ماكينة الضغط وهى ماكينة مزودة بموتور كهربائى بعجل بسرعات مختلفة حسب نوع الاختبار المطلوب.
- ٥- يتم رفع القاعدة بالخلية حتى يتلامس عامود توقيع الحمل المحورى مع نهاية حلقة قياس الحمل.
- ٦- يتم ملئ الخلية بالمياه التى تحيط بالعينة ثم يوقع ضغط عليها من جهاز ضغط هواء متصل باسطوانة هواء/ماء. وإذا ما كان المطلوب إجراء التجربة مع تصلب العينة وصرف المياه سواء قبل توقيع الضغط فقط أو أثناءه تملأ الأنابيب الرأسية المتصلة بالقرصين المساميين فى نهايتى العينة إلى علامة معينة، بعد توقيع الضغط الجانبي (σ_3) تترك العينة لتتصلب وتخرج المياه المصاحبة لعملية التصلب وتؤخذ القراءات على الأنابيب الرأسية لمعرفة حجم المياه المنصرفة.
- ٧- بعد ذلك يتم رفع قاعدة الماكينة بالخلية حتى يبدأ مؤشر مقياس القوة المزودة به حلقة قياس الحمل فى الحركة.
- ٨- بعد ذلك يتم تشغيل ماكينة الضغط لتتحرك القاعدة تدريجياً بالسرعة المطلوبة وتؤخذ قراءات للحركة الرأسية لقاعدة الماكينة وهى تساوى انضغاط العينة وتؤخذ فى نفس الوقت قراءة حلقة قياس الحمل المحورى المناظرة.
- ٩- يتم إيقاف التجربة عندما تصل قراءة الحمل المحورى الرأسى إلى أقصى حد أو عندما يصل انضغاط العينة الرأسى إلى ٢٠% من طولها الأصلى.

هذا وتجدر الإشارة إلى أنه إذا كان إجراء التجربة يتم مع صرف المياه من العينة تؤخذ القراءات على الأنابيب الرأسية مع القرائتين السابقتين، وكذلك إذا كانت التجربة يصاحبها قراءة ضغط المياه بداخل العينة تؤخذ أيضاً هذه القراءة.

١٠- تكرر التجربة على عينات متماثلة من التربة تحت ضغوط جانبية (σ_3) مختلفة مع تسجيل قيمة الضغط الرأسى الإضافى المؤدى إلى الانهيار (D) ويضاف إلى ضغط الخلية - الذى يؤثر رأسياً أيضاً علوة على تأثيره أفقياً - لنحصل على مجموع الضغط الرأسى المؤدى إلى الانهيار (σ_1). والخاصة أن تجربة الضغط ذو الثلاثة محاور تتيح إحداث انهيار لعينة التربة تحت ظروف ضغوط - أو إجهادات - جانبية متغيرة مع ظروف صرف مختلفة أيضاً، كما تتيح التجربة أيضاً قياس ضغط المياه بداخل العينة قبل وأثناء انهيار العينة.

١١- يتم توقع النتائج المختلفة للعلاقة بين (σ_1) ، (σ_3) على رسم بياني بطريقة مور والموضحة بالشكل (٥-٣٩) ومنه نوجد قيم زاوية الاحتكاك (ϕ) وقيمة التماسك حسب حالة العينة المختبرة.



شكل (٥-٣٩) نماذج لكيفية توقع نتائج الاختبار الضغط الثلاثى المحور على عينات من التربة لحالات اختبار مختلفة (UU)، (CU)، (D)

مثال:

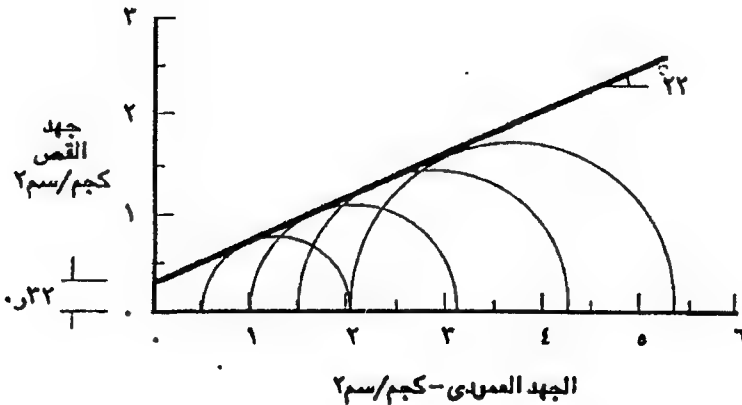
تم إجراء اختبار الضغط المحورى على أربعة عينات متماثلة من التربة مع السماح للمياه بالصرف من العينة أثناء تصلبها تحت ضغط الخلطة وكذلك أثناء إجراء التجربة وكانت نتائج الاختبار كما يلى :

٢	١,٥	١,٠٠	٠,٥	الضغط الجانبي (σ_3) (كجم/سم ^٢)
٥,٤٠	٤,٣٠	٣,٢٠	٢,١٥	الضغط الرأسى الكلى (σ_1) (كجم/سم ^٢)

المطلوب تقدير قيمة معاملات القص لهذه النوعية من التربة.

الحل:

- يتم توقيع العلاقة بين الإجهادات العمودية (σ_1) وقيمة الضغط الجانبي برسم دوائر مور لكل عينة من العينات المختبرة كما هو موضح وذلك بنفس مقياس الرسم بين المحور الرأسى والأفقى.
- يتم تحديد خط الانهيار لهذه العينات وذلك برسم المماس المشترك لهذه الدوائر ومن تقاطع هذا الخط مع المحور الرأسى نحصل على قيمة التماسك (C_d) ومن ميل هذا الخط يتم حساب زاوية الاحتكاك الداخلى (ϕ_d)
- من الرسم يتضح أن : $C_d = 0.32 \text{ kg/cm}^2$ ، $\phi_d = 22^\circ$ - شكل (٥-٤٠).

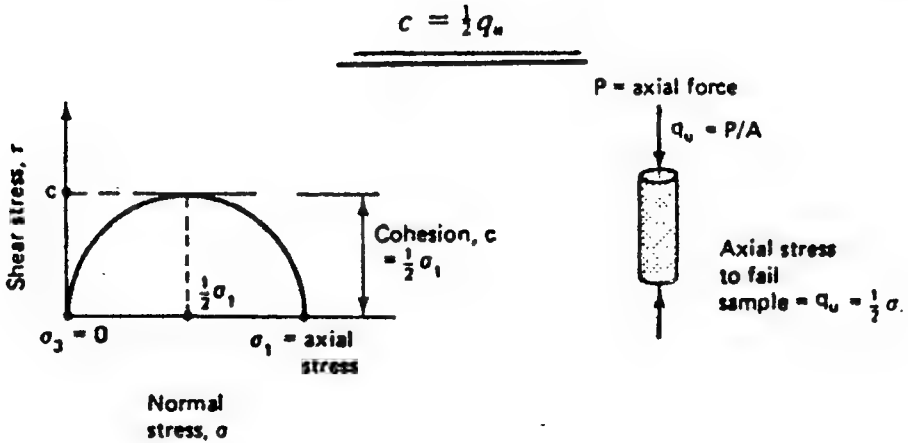


شكل (٥-٤٠) دوائر مور وخط الانهيار للعينات المختبرة فى المثال السابق

٩ - تجربة الضغط الحر أو الغير محاط أو الغير محصور:

Un Confined Compressive Strength:

- يجرى هذا الاختبار على التربة الطبيعية الطينية المشبعة والغير متشقق حيث $\phi_u = 0$.
- يعتبر هذا الاختبار حالة خاصة من اختبار الضغط الثلاثى المحورى حيث يكون ضغط الخلية مساوياً صفر أى الضغط الجانبي $(\sigma_3 = 0)$.
- يتم ذلك بتجهيز عينة أسطوانية واحدة من التربة، عادة بقطر ٣٨ مم وارتفاع ٧٦ مم مع وضع هذه العينة فى ماكينة ضغط ثم ضغطها محورياً حتى لا يحدث لها انهيار ويطلق على قيمة الضغط عند لحظة الانهيار بالضغط الغير محاط أو الضغط الحر أو الضغط الغير محصور.
- وبدلالة ومعلومية قيمة هذا الضغط يتم رسم دائرة مور لهذه الحالة كما فى الشكل (٥-٤١) ومنها يمكن إيجاد قيمة مقاومة التماسك لهذه التربة (C) والذى يساوى فى هذه الحالة نصف قيمة الضغط الحر عند الانهيار.



شكل (٥-٤١) كيفية تعيين مقاومة التماسك للتربة الطينية (C) من اختبار الضغط الحر

- هذا ويوصف مدى تماسك التربة الطينية وبالتالي تصنيفها حسب قوة وقيمة الضغط الحر أو الغير محاط طبقاً للجدول التالى (٥-٥):

جدول (٥ - ٥)

وصف التربة ونوعها	قوة وقيمة الضغط الحر أو الغير محاط (كجم/سم ^٢)	طريقة التمييز
طينة شديدة لليونة (ليونة جداً)	أقل من ٠,٢٥	يسهل غز سيخ من الحديد في الطينة وتتسرب من بين أصابع اليد إذا عصرت باليد
طينة ليونة	من ٠,٢٥ - ٠,٥	تشكل بأصابع اليد
طينة متوسطة التماسك	٠,٥ - ١,٠٠	يصعب تشكيلها بالضغط بين الأصابع
طينة متماسكة	١,٠٠ - ٢,٠٠	يستحيل تشكيلها بالضغط بين الأصابع
طينة شديدة التماسك	٢,٠٠ - ٤,٠٠	
طينة صلبة أو جامدة	أكبر من ٤,٠٠	

ملحوظة هامة:

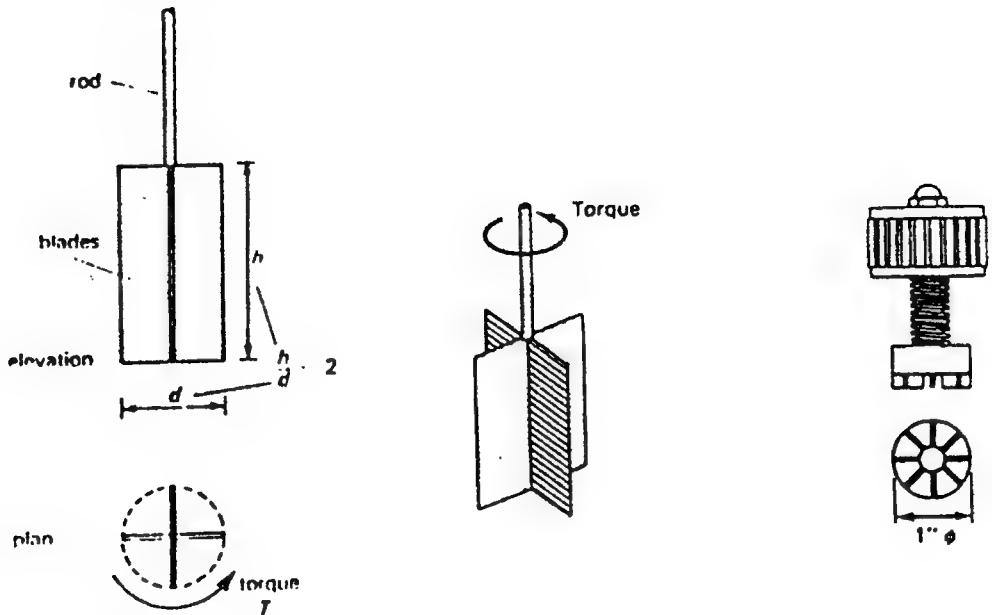
- من العوامل المؤثرة على سلوك الطين تاريخ الإجهاد المعرض له سابقاً هذا الطين، فعند عمق معين يكون عنصر التربة معرضاً لإجهاد نتيجة لوزن عمود التربة فوق هذا العنصر بالإضافة إلى الإجهاد الناشئ عن أى عمل هندسى على سطح الأرض (كالأساسات مثلاً) فوق هذا العنصر. وتحت تأثير هذا الإجهاد الفعال فإن الطين سوف يتصلب أثناء فترة زمنية وفى هذه الحالة يكون الطين حالياً فى حالة تصلب (Consolidated condition).
- هذا ويطلق أحياناً على الطين بأنه طين عادى التصلب (normally consolidated clay) أو فوق المتصلب أو سابق التصلب (over consolidated clay) حيث يعرف النوع الأول بأنه الطين الذى لم يسبق له أن تعرض فى تاريخه لضغط فعال أكبر من الضغط الفعال المؤثر عليه حالياً، أما النوع الثانى فيعرف بأنه الطين الذى سبق له فى فترة زمنية ماضية أن تعرض لضغط فعال أكبر من الضغط الفعال المؤثر عليه حالياً.

ب (التجارب الحقلية :

من هذه الاختبارات ما يلي :

أ (اختبار مروحة القص (Vane - Shear Test):

- يستخدم هذا الاختبار في تعيين مقاومة القص (التماسك) للتربة الطينية المشبعة المتوسطة التماسك واللينة وكذلك التربة الطميية الناعمة والتي لها حساسية عالية تؤثر على قلقة العينات عند أخذها واختبارها في المعمل على نتائج الاختبارات المعملية، ولذلك فإن اختبار مروحة القص يجرى على التربة في موقعها وفي مكانها.
- يبين الشكل (٥-٤٢) تفاصيل جهاز المروحة حيث أنه عبارة عن مروحة تتكون من أربع ريش مستطيلة الشكل من المعدن.
- يتم الاختبار بغرس المروحة في التربة وتلف بإحداث عزم بها على السطح الفاصل بين الأسطوانة الناشئة من المروحة والتربة المحيطة ويمكن قراءة قيمة تماسك التربة (C_u) مباشرة من مؤشر الجهاز.

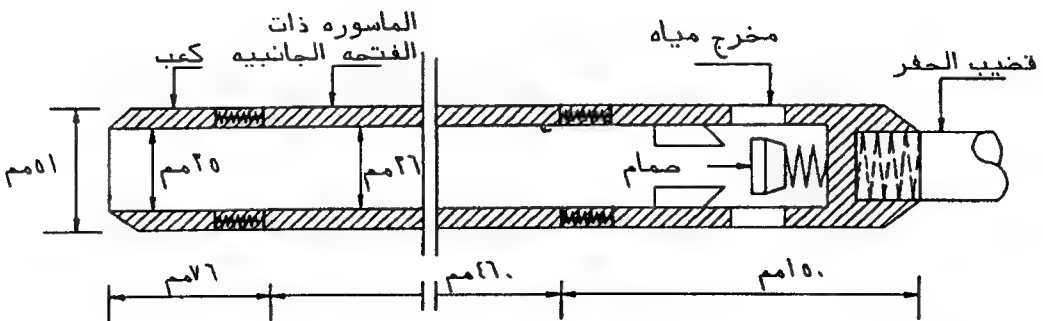
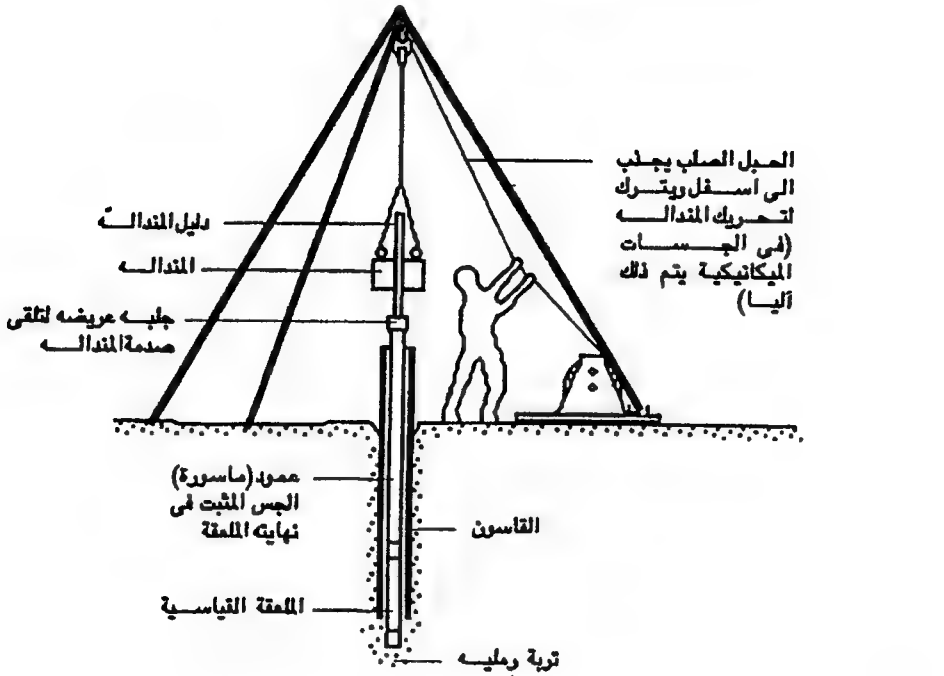


شكل (٥-٤٢) اختبار مروحة القص لتعيين مقاومة التماسك للتربة الطينية (C_u)

(ب) اختبار الاختراق (Penetration Test):

- اختبار الاختراق القياسي (S.P.T) (Standard Penetration Test):

- يعتبر هذا النوع من الاختبارات من أشهر أنواع الجسات بالدق حيث فى هذا الاختبار يتم دق ملعقة قياسية (Standard sampler) شكل (٥-٤٣) فى قاع الجسة أثناء تنفيذها فى الموقع بواسطة مندالة قياسية وزنها ٦٢,٥ كجم تسقط من ارتفاع حر ٧٦ سم.



شكل (٥-٤٣)

- يتم رصد عدد الدقات (N) اللازم لاختراق الملعقة للتربة مسافة ٣٠ سم، جرى العرف والخبرة بدق الملعقة لاختراق ١٥ سم أولاً ولا يسجل عدد الدقات لهذه المسافة وذلك لأن هذا الاختراق في التربة المقلقلة في نهاية الجسة، ثم استمرار الدق لمسافة ٣٠ سم التالية ويسجل لها عدد الدقات. وعادة يعبر عدد الدقات عن مقاومة التربة. هذا وإذا زادت عدد الدقات عن ١٥ يجرى له تصحيح كما يلي :

$$N_{\text{corr}} = \frac{1}{2}(N + 15) = \text{عدد الدقات المصححة}$$

- بعد انتهاء الدق ترفع الملعقة المنشطرة على سطح الأرض ويفك الجزئين العلوى والسفلى منها وتفتح الملعقة وتستخرج العينة الموجودة داخلها وتحفظ للفحص والاختبارات المعملية.

- بمعلومية عدد الدقات (N) يمكن تصنيف التربة مع تقدير :
الكثافة النسبية وزاوية الاحتكاك الداخلى (ϕ_u) - بالنسبة للرمال جدول (٦-٥)

قوام التربة وقيمة الضغط الحر (q_{un}) ومقاومة التماسك (C_u) - بالنسبة للطين والطينى جدول (٧-٥).

جدول (٦-٥) تصنيف التربة الرملية حسب نتائج اختبار (S.P.T)

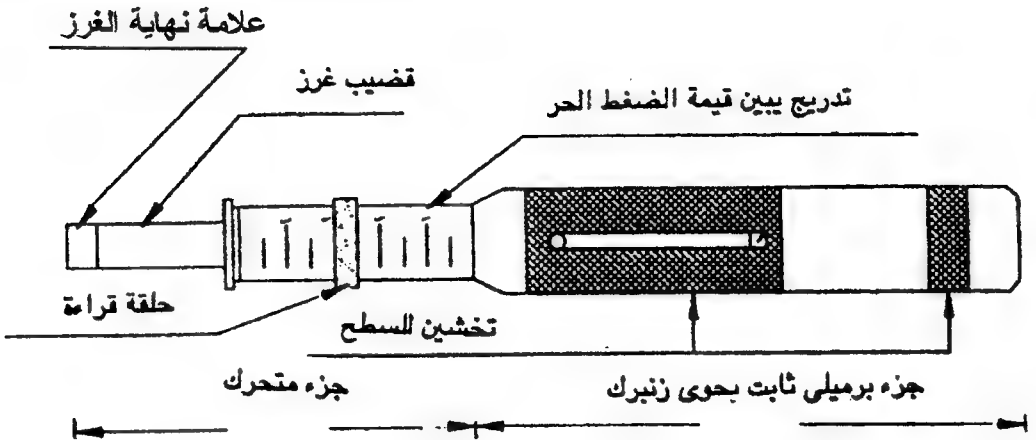
عدد الدقات (N)	وصف التربة	زاوية الاحتكاك الداخلى (ϕ_u°)
أقل من ٤	مفككة أو سائبة جداً	أقل من ٢٩
٤ - ١٠	مفككة أو سائبة	٢٩ - ٣٠
١٠ - ٣٠	متوسطة الكثافة	٣٠ - ٣٦
٣٠ - ٥٠	كثيفة	٣٦ - ٤١
أكبر من ٥٠	كثيفة جداً	أكبر من ٤١

جدول (٧-٥) تصنيف التربة الطينية الطميية حسب نتائج اختبار (S.P.T)

عدد الدقات (N)	وصف التربة	قيمة الضغط الحر (q_u) (كجم/سم ^٢)	قوة التماسك (C_u) كجم/سم ^٢
أقل من ٢	لين جداً	أقل من ٠,٢٥	قوة التماسك تساوى نصف قيمة الضغط الحر (q_u)
٢ - ٤	لين	٠,٢٥ - ٠,٥	
٤ - ١٠	متوسط التماسك	٠,٥٠ - ١,٠٠	
١٠ - ١٥	متماسك	١ - ٢	
١٥ - ٣٠	شديد التماسك	٢ - ٤	
أكبر من ٣٠	جامد أو صلد	أكبر من ٤	

(ج) اختبار الاختراق الحبيبي (Pocket Penetrometer Test):

يستخدم فى هذا الاختبار جهاز الغرز الحبيبي فى المعمل أو فى الحقل وذلك التربة الطينية والطينية وذلك على العينات المستخرجة من الجسات قبل تشميعها كما يمكن استخدامه على جوانب أو قاع الحفر مباشرة دون الحاجة إلى استخراج عينات - يبين الشكل (٥-٤٤) مكونات جهاز الغرز الحبيبي.



شكل (٥-٤٤) جهاز الغرز الحبيبي

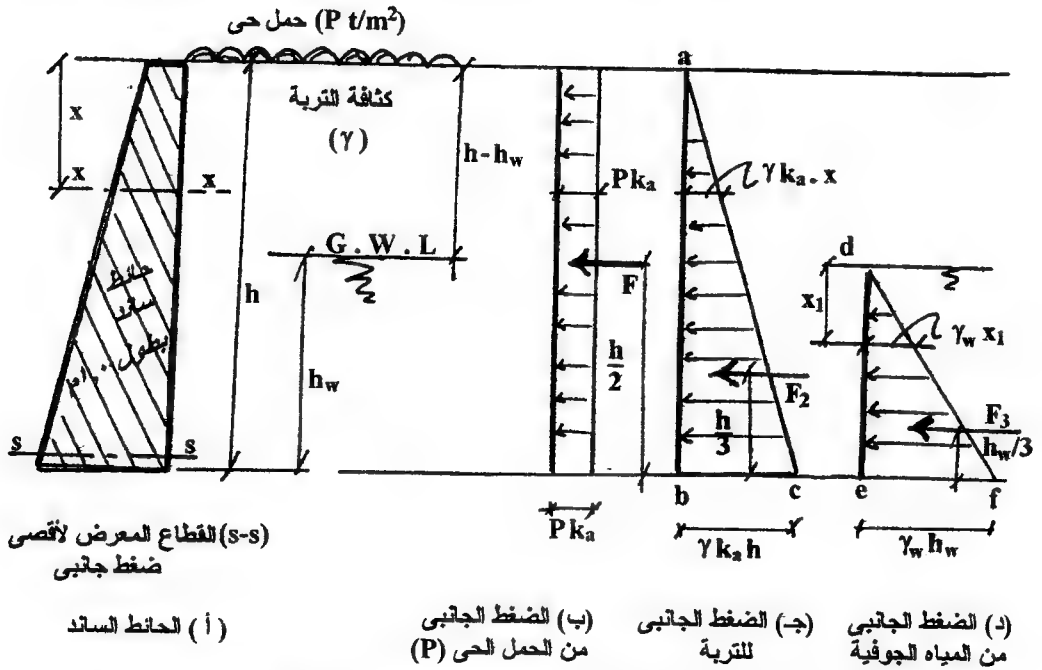
- الغرض من هذا الاختبار هو تعيين قيمة الضغط الحر للتربة الطينية المتماسكة والجهاز يسجل قيمة الضغط الحر للتربة والتي تبينها حلقة القراءة بعد غرز قضيب الغز إلى نهاية مستوى علامة الغرز ورفع الجهاز وبذلك يتم قراءة قيمة الضغط الحر للتربة مباشرة على تدريج مقياس القراءة بالجهاز.
- وبدلالة قيمة الضغط الحر (كجم/سم²) يمكن إيجاد وحساب قيمة معامل التماسك (C_u) للتربة الطينية المتماسكة (بؤخذ متوسط ثلاثة قراءات).
- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يراعى عند استخدام نتائج هذا الاختبار فى عمليات التصميم يجب زيادة معامل الأمان عما هو معتاد ومعروف حيث أن نتائج هذا الجهاز تقريبية وخاصة إذا كان الطين متشقق.

٥-١١ الضغط الجانبي للتربة:

٥-١١-١ مقدمة:

★ عند تصميم الحوائط الساندة والسندات المؤقتة والستائر المعدنية وكافة المنشآت مثل الأنفاق أو المواسير تحت الأرض فإن مثل هذه المنشآت تتعرض إلى ضغط جانبي خلف هذه المنشآت يسمى بضغط التربة النشط أو الفعال (active soil pressure) إذ أن المنشأ فى هذه الحالة يكون له الاستعداد للإزاحة الأفقية تاركاً التربة حيث أن التربة فى هذه الحالة تنشط لتضغط على الحائط نظراً لعدم قدرتها على الاتزان على مستوى رأسى.

★ وللوقوف على اتزان الحوائط الساندة فإنه من الضروري حساب قيمة الضغط الجانبي النشط للردم خلف هذه الحوائط وذلك كما هو مبين بالشكل حيث قيمة الضغط الجانبي النشط يتناسب مع كثافة التربة، المنسوب المطلوب عنده حساب قيمة الضغط من منسوب سطح الأرض الطبيعية وعلى زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة وعلى قيمة الحمل الحى المؤثر على سطح التربة خلف الحائط وكذلك على منسوب المياه الجوفية على التربة خلف الحائط.



شكل (٥-٥) توزيع الضغوط الجانبية النشطة للتربة خلف حائط ساند

بالإشارة إلى الشكل (٥-٥) فإن قيمة الضغط النشط الواقع على الحائط الساند

ذو ارتفاع (h) تتوقف على عدة عوامل :

- موضع القطاع المطلوب حساب الضغط عنده مقاساً من سطح التربة - البعد (x).
- كثافة التربة (γ).
- معامل الضغط الجانبي النشط للتربة (k_a) وهو يتوقف على زاوية الاحتكاك الداخلى لها (ϕ).
- ارتفاع منسوب المياه الجوفية (h_w).
- معامل الضغط الجانبي النشط للتربة يعادل :

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad \dots\dots\dots (5-26)$$

وبناء على ما جاء بهاليه فإنه لقطاع على بعد (x) مقاساً من سطح الأرض فإن

الضغوط الجانبية على الحائط هى :

- حالة $0 \leq x \leq (h - h_w)$

الضغط الجانبي = مجموع الضغوط الجانبية [نتيجة للحمل الحى $(P k_a)$ ثابت لا يتوقف على البعد (x) + نتيجة لضغط التربة $(\gamma k_a x)$]

i.e. $P_{hx} = P k_a + \gamma k_a x$ (5-27)

- حالة $(h - h_w) \leq x \leq h$

الضغط الجانبي = مجموع الضغوط الجانبية [نتيجة للحمل الحى $(P k_a)$ + نتيجة لضغط التربة $(\gamma k_a x)$ + نتيجة لضغط المياه الجوفية $(\gamma_w x_1)$ أو

$$[\gamma_w (h_w - h - x)]$$

هذا وأن أقصى ضغط جانبي نشط على الحائط السائد يكون عند قاع الحائط على بعد $(x = h)$ وهو يساوى مجموع الضغوط الثلاثة نتيجة الحمل الحى وضغط التربة الفعال وضغط المياه الجوفية.

i.e. $P_{hh} = P_{max} = P k_a + \gamma k_a \cdot h + \gamma_w h_w$ (kg/m²) (5-28) *

هذا وتجدر الإشارة إلى أن قوى الضغط الجانبي نتيجة لهذه الضغوط لوحدة المساحات يتم حسابها وذلك عن طريق مساحات توزيع الضغوط على كامل الارتفاع أى: قوة الضغط (F_1) نتيجة للحمل الحى (P) تعادل مساحة المستطيل أى:

$$F_1 = P k_a \cdot h \quad * \quad \text{kg/m}^2$$

وتؤثر فى منتصف الارتفاع أى على بعد $(\frac{h}{2})$ من أعلى أو أسفل الحائط.

- قوة الضغط (F_2) نتيجة لضغط التربة على الحائط تعادل مساحة المثلث $(a \ b \ c)$ أى:

$$F_2 = 0.5 \gamma k_a h^2 \quad * \quad \text{kg/m}^2$$

وتؤثر عند مركز ثقل المثلث أى عند $(\frac{h}{3})$ مقاسة من نقطة (b)

- قوة الضغط (F_3) نتيجة للمياه الجوفية تعادل مساحة المثلث $(d \ e \ f)$ أى:

$$F_3 = 0.5 \gamma_w h_w^2 \quad * \quad \text{kg/m}^2$$

وتؤثر عند مركز ثقل المثلث أى عند $(\frac{h_w}{3})$ مقاسة من نقطة (e)

ملحوظات هامة:

- 1- إذا كان للتربة مقاومة تماسك قدرها (C) زيادة على مقاومة الاحتكاك فإن مقاومة التماسك للتربة هذه تعمل على تقليل الضغوط الجانبية النشطة المؤثرة على هذه

الحائط وذلك بمقدار يعادل $[2 C \sqrt{k_a}]$ وعليه فإن قيمة الضغط الجانبي المؤثر عند قاع الحائط على بعد $(x = h)$ يعادل :

$$P_{hh} = P k_a + \gamma k_a h - 2 C \sqrt{k_a} \quad \text{kg/m}^2 \quad \dots\dots\dots (5-29) \quad *$$

وذلك فى حالة عدم وجود مياه جوفية $(h_w = 0)$.

ويعادل :

$$P_{hh} = P k_a + \gamma k_a h - \gamma_w h_w - 2 C \sqrt{k_a} \quad * \quad \text{kg/m}^2 \quad \dots\dots\dots (5-30) \quad *$$

وذلك فى حالة وجود مياه جوفية على بعد (h_w) من القاع.

٢- من المعادلات السابقة يتضح أن تماسك التربة ينقص من قيمة الضغط الجانبي

وإذا كانت قيمة هذا التماسك عالية فإن الحائط الساند لا يعانى من أى ضغط جانبي، وعليه فإنه بوضع $[P_{hh} = 0]$ فإننا نحصل على قيمة لـ (h) الذى عنده يمكن حفر التربة المتماسكة بدون سند جانبي ويظل جدار الحفر رأسياً ومتزناً ولنفرض أن قيمة (h) عند هذه الحالة تساوى (Z_0) أى أن :

$$0 = P k_a + \gamma k_a Z_0 - 2 C \sqrt{k_a}$$

$$\therefore Z_0 = \frac{2 C}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{P}{\gamma} \quad (\text{m}) \quad \dots\dots\dots (5-31) \quad *$$

فى حالة عدم وجود مياه جوفية $(h_w = 0)$.

$$\text{or} \quad 0 = P k_a + \gamma k_a Z_0 - 2 C \sqrt{k_a} - \gamma_w h_w$$

$$\therefore Z_0 = \frac{2 C}{\gamma \sqrt{k_a}} + \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{h_w}{k_a} - \frac{P}{\gamma} \quad (\text{m}) \quad \dots\dots\dots (5-32) \quad *$$

فى حالة وجود مياه جوفية على بعد (h_w) من القاع.

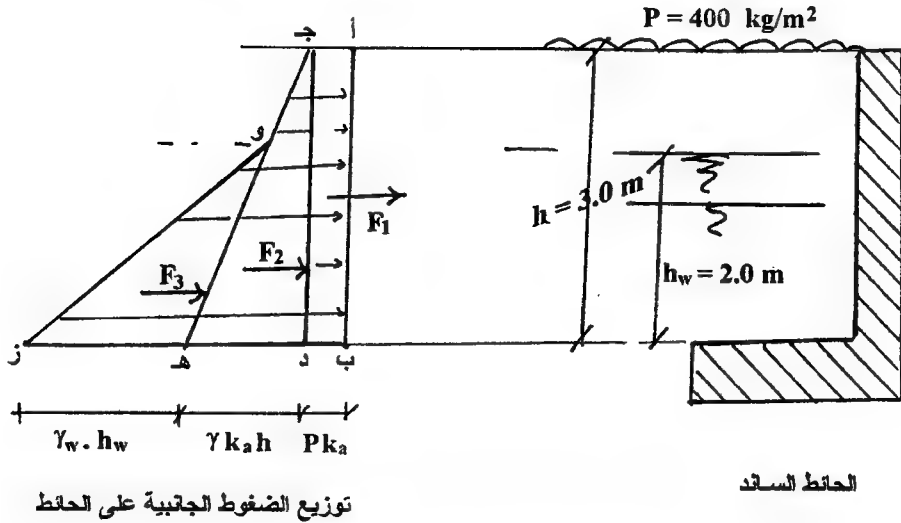
٥-١١-٢ أمثلة على الضغط الجانبي للتربة:

مثال (١):

لحائط ساند ارتفاعه ٣,٠٠ متر كما هو مبين بالشكل (٥-٤٦) المطلوب حساب توزيع الضغط الجانبي النشط للردم خلف الحائط مع حساب محصلة القوة الكلية لهذا الضغط على الحائط الساند وذلك فى حالة وجود مياه جوفية $(h_w = 2.0 \text{ m})$ وعدم وجود

MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL

مياه جوفية وأن التربة خلف الحائط معرضة إلى حمل حي (P) قدره ٤٠٠ كجم/سم^٢ وأن تربة الردم ذات كثافة تعادل ($\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$) وزاوية احتكاك تعادل ٣٣°.



شكل (٥-٤) كيفية توزيع ضغوط التربة على الحائط السائد في المثال السابق

الحل:

- الضغوط الناشئة عند القطاع الحرج للحائط وهو عند ($h = 3.0 \text{ m}$) وهي مجموع المستطيل (أ ب ج د) من ضغط الحمل الحي + المثلث (ج د هـ) من وزن التراب + المثلث (و هـ ز) من ضغط الماء الجوفى إن وجد.
- يتم حساب معامل الضغط الجانبي النشط للتربة (k_a).

$$\therefore k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 33}{1 + \sin 33} = 0.295$$

حيث (ϕ) هي زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة.

- يتم حساب ضغط الحمل الحي ($P k_a$) = $0.295 \times 400 = 118 \text{ كجم/طن}$
- يتم حساب ضغط الناتج من وزن التراب عند أسفل الحائط $\gamma k_a h$

$$1.8 \times 0.295 \times 4.0 =$$

$$2.12 \text{ كجم/طن}$$

MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL

- يتم حساب ضغط المياه الجوفية على الحائط $1.0 \times 2.5 = \gamma_w h_w$
- $2,000 \text{ طن/م}^2 =$
- يستم حساب محصلة القوى الأفقية المؤثرة على الحائط نتيجة للقوى (F_1) ، (F_2) ، (F_3) وهى تساوى مساحة المستطيل (أ ب ج د) + مساحة المثلث (ج د هـ) + مساحة المثلث (و هـ ز) وذلك لمتري طولى من الحائط السائد.
- محصلة قوة الضغط على الحائط فى حالة عدم وجود مياه جوفية $(F_1 + F_2) =$
- $\therefore (F_1 + F_2) = 0.12 \times 4 + 0.5 \times 2.12 \times 4 = 0.48 + 4.24 = 4.72 \text{ t/m}^2$
- محصلة قوة الضغط على الحائط فى حالة عدم وجود مياه جوفية $(F_1 + F_2 + F_3) =$
- $\therefore (F_1 + F_2 + F_3) = 0.12 \times 4 + 0.5 \times 2.12 \times 4 + 0.5 \times 2 \times 2 = 6.72 \text{ t/m}^2$

مثال (٢):

المطلوب حساب عمق الحفر الذى لا يحتاج إلى سند فى تربة متماسكة ذات مقاومة تماسك تعادل $2,5 \text{ طن/م}^2$ وزاوية احتكاك داخلية حوالى 28° وكثافتها $1,8 \text{ طن/م}^3$ مع احتمال وجود حمل حى يعادل 300 كجم/م^2 .

الحل:

حيث أنه لا توجد مياه جوفية فإن عمق الحفر الذى لا يحتاج إلى سند فى التربة المذكورة هو العمق المناظر للضغط الجانبي الناشئ يساوى صفراً أى البعد (Z_0) .

$$\therefore 0 = P k_a + \gamma k_a Z_0 - 2 C \sqrt{k_a}$$

ومنها

$$Z_0 = \frac{2 C}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{P}{\gamma}$$

حيث (C) : مقاومة التماسك = $2,5 \text{ طن/م}^2$

(γ) : كثافة التربة = $1,8 \text{ طن/م}^3$

(k_a) : معامل الضغط الجانبي للتربة = $0.361 = \frac{1 - \sin 28}{1 + \sin 28} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$

(P) : قيمة الحمل الحى = $0,30 \text{ طن/م}^2$

$$\therefore Z_0 = \frac{2 \times 2.5}{1.8 \sqrt{0.361}} - \frac{0.3}{1.8} = 5.56 - 0.16 = \underline{5.4 \text{ m}}$$

أى أن عمق الحفر الذى لا يحتاج إلى سندات لا يتعدى ٥,٤٠ متر

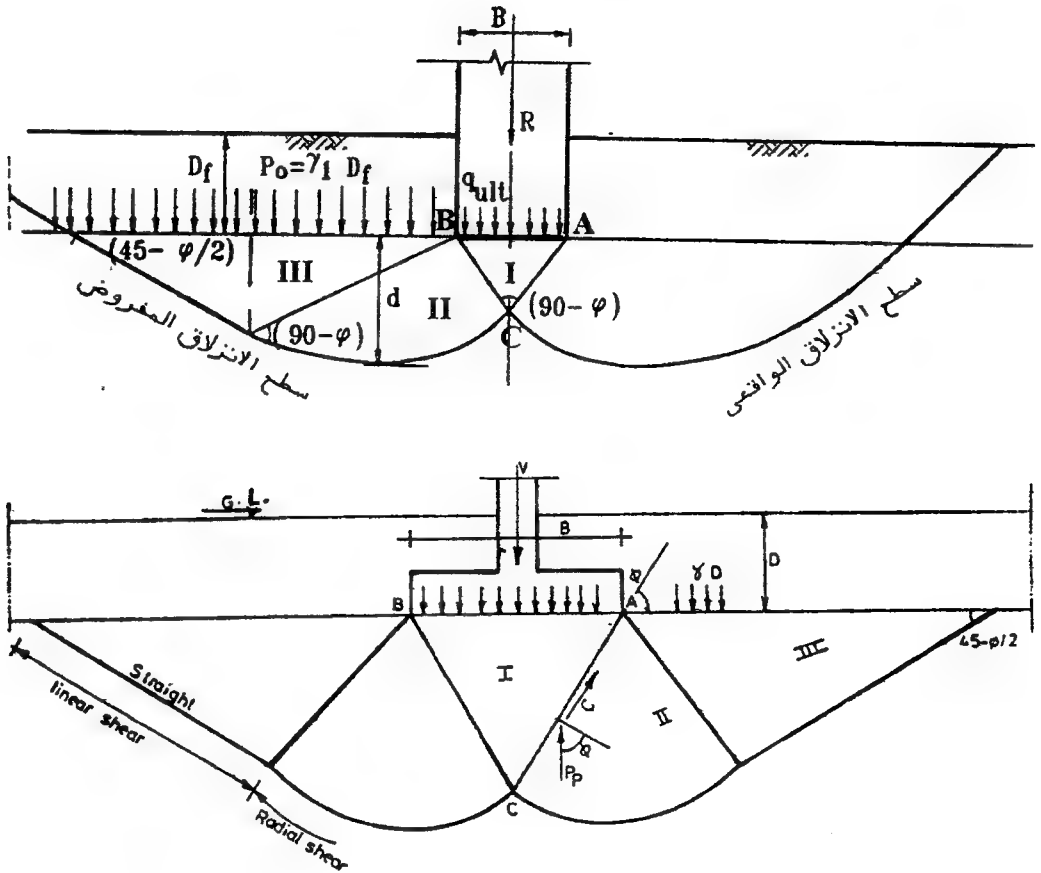
ملحوظة:

إن الحفر بدون سند بصفة عامة لا يستمر متزاناً إلى الأبد لأن جدار الحفر سوف يتعرض إلى عوامل التعرية والجفاف وبالتالي تفقد التربة تماسكها وتبدأ فى الانهيار مع مرور الوقت الأمر الذى يستلزم ضرورة استخدام سندات مؤقتة خفيفة فى حالة الحفر فى التربة المتماسكة حسب مدة التنفيذ لمنع تهاليل التربة مع مرور الزمن.

١٣-٥ قدرة تحمل التربة القصوى للأساسات السطحية:

- تحسب قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية باستخدام المعادلات الخاصة بذلك والمتوفرة فى مراجع ميكانيكا التربة وكذلك فى الكودات والمواصفات الخاصة بتصميم الأساسات.
- وقد تعطى قدرة تحمل التربة فى صورة منحنيات وذلك لعمق تأسيس معين بدلالة عرض الأساس (B) للتربة الرملية بينما لا تعتمد قدرة تحمل التربة الطينية على أبعاد الأساس.
- هذا وقد تعطى قيم تقديرية لقدرة تحمل التربة فى جداول خاصة بذلك بهدف تصميم ابتدائى للقواعد ومن ثم إعادة حساب قدرة تحمل التربة باستخدام أبعاد القاعدة المقترحة.
- هذا ويجب أن يكون واضحاً الفرق بين قدرة تحمل التربة الكلى المسموح به والخالص أو الصافى المسموح به (gross and net Bearing capacity)، حيث قدرة تحمل التربة الكلى المسموح به (gross) هو أقصى إجهاد تتحمله التربة بأمان فوق منسوب التأسيس نتيجة لكل الأحمال (الحمل المنقول للأساس + وزن عمود التراب + وزن القاعدة الخرسانية نفسها) بينما قدرة تحمل التربة الصافى أو الخالص المسموح به (net) هو أقصى إجهاد تتحمله التربة بأمان فوق منسوب التأسيس نتيجة (للحمل المنقول للأساس فقط + وزن الأساس نفسه فقط).

- هذا وتجدر الإشارة إلى أن معادلات تحمل التربة قد بنيت على أساس الضغط الكلى (gross pressure) بينما يحسب الهبوط الخاص بالمنشأ والأساسات بدلالة الضغط الخالص (net pressure).
- يمكن تقدير قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية والمعرضة إلى حمل رأسى مركزى وذلك بالنظر إلى الشكل (٤٧-٥) حيث قاعدة سطحية منفصلة عرضها (B) ومنسوب تأسيسها (D_f) معرضة إلى حمل رأسى مركزى قدره (R) فإن الإجهادات القصوى المؤثرة على التربة أسفل الأساس وهى تساوى قدرة تحمل التربة تعادل (q_{ult}) وكذلك سطح الانزلاق المفروض والفعلى كما هو مبين بالشكل (٤٧-٥).



شكل (٤٧-٥)

• إن تقدير قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية بنيت على أساس أن التربة تحت الأساس تنقسم إلى ثلاثة مناطق (Three wedges zones) المنطقة (I)، (II)، (III) عند لحظة الانهيار، حيث المنطقة الأولى (I) وهو الجزء المثلى أسفل القاعدة مباشرة (A B C) والذي اعتبر سلوكه على أساس أنه جزء من الأساس وأنه في حالة اتزان مرن. وعندما تحدث حركة رأسية إلى أسفل للقاعدة مع الجزء المتلاحم والمتأثر بها وهو المثلث (A B C) مجتمعين فإن ذلك سوف يعمل على إزاحة جانبية للتربة المجاورة وتجعلها تتحول إلى حالة لدنة من الاتزان والأخيرة تؤدي بدورها إلى حدوث انهيارات قص على جانبي المنطقة (I) على طول الخطين (AC)، (BC) مكونة المنطقة (II) يلي ذلك حدوث وتوليد قص مصاحب (passive shear) على مستوى يميل بزاوية $\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$ مع الأفقى مكوناً المنطقة الثالثة (III).

• وبدراسة حالات الاتزان الإستاتيكي للقوى الخارجية (P_v) وقوة التماسك للتربة (C) على المستويات المائلة للمنطقة رقم (I) وبتبسيط هذه الحالات يمكن إيجاد معادلة خاصة بتقدير قيمة (q_{ult}) للتربة لحالة التحميل المفروضة.

• في حالة تأثير حمل رأسى مركزى فإن قدرة تحمل التربة القصوى (q_{ult}) يمكن تقديرها من المعادلة التالية طبقاً للکود المصرى لميكانيكا التربة والأساسات والتي تعتمد على نوع التربة بدلالة (C)، عمق التأسيس (D_f) وشكل الأساس (B) كما يلى :

$$q_{ult} = C N_C \cdot \lambda_c + \gamma_1 D_f N_q \lambda_q + \gamma_2 \frac{B}{2} N_\gamma \lambda_\gamma \quad \dots\dots\dots (5-33) \quad *$$

حيث :

(C) مقاومة التماسك للتربة كجم/سم^٢

(N_c)، (N_q)، (N_γ) : هى ثوابت تسمى معاملات قدرة التحمل (bearing capacity

factors) وتعتمد على زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة ويبين الجدول (٥-٨) قيم هذه

الثوابت للأساسات الضحلة

(λ_c)، (λ_q)، (λ_γ) : هي ثوابت تسمى عوامل الشكل (shape factors) وهي تعتمد على شكل الأساس فى المسقط الأفقى ويبين الجدول (٥-٩) قيم هذه الثوابت للأساسات الضحلة

(γ_1) : وزن وحدة الحجم للتربة فوق منسوب التأسيس (طن/م^٣)

(γ_2) : وزن وحدة الحجم للتربة أسفل منسوب التأسيس (طن/م^٣)

(D_f) : عمق التأسيس بالمتر - شكل (٥-٤٧)

(B) : عرض الأساس (البعد الأصغر للمسقط الأفقى) بالمتر

ملحوظة هامة:

١- يمكن تطبيق المعادلة السابقة فقط فى حالة توافر الشروط التالية:

i - أن تكون التربة متجانسة إلى عمق لا يقل العمق (d) فى الشكل (٥-٤٧) أو ثلاثة أمثال عرض الأساس.

ii - أن يكون منسوب المياه الجوفية أوطى من العمق (d) أسفل منسوب التأسيس وفى حالة ارتفاع منسوب المياه الجوفية عن هذا المنسوب يجب تعديل ذلك كما سوف يرد فيما بعد.

iii - أن انهيار التربة يكون من نوع انهيار القص العام (general shear failure) كما سوف يرد فيما بعد.

جدول (٥-٨) قيم المعاملات (N_c)، (N_q)، (N_γ) للأساسات الضحلة

N_γ	N_q	N_c	ϕ	N_γ	N_q	N_c	ϕ
٧,٠٠	١٤,٠٠	٢٥,٠٠	٢٧,٥	٠٠	١,٠٠	٥,٠٠	صفر
١٠,٠٠	١٨,٠٠	٣٠,٠٠	٣٠	-	١,٥	٦,٥	٥
١٥,٠٠	٢٥,٠٠	٣٧,٠٠	٣٢,٥	٠,٥	٢,٥	٨,٥	١٠
٢٣,٠٠	٣٣,٠٠	٤٦,٠٠	٣٥,٠٠	١,٠٠	٤,٠٠	١١,٠٠	١٥
٣٤,٠٠	٤٦,٠٠	٥٨,٠٠	٣٧,٥	٢,٠٠	٦,٥	١٥,٠٠	٢٠
٥٣,٠٠	٦٤,٠٠	٧٥,٠٠	٤٠,٠٠	٣,٠٠	٨,٠٠	١٧,٥	٢٢,٥
٨٣,٠٠	٩٢,٠٠	٩٩,٠٠	٤٢,٥	٤,٥٠	١٠,٥	٢٠,٥	٢٥

جدول (٩-٥) قيم المعاملات (λ_c) ، (λ_q) ، (λ_γ) للأساسات الضحلة

شكل الأساس	$\lambda_c \text{ \& } \lambda_q$	λ_γ
شريطي مستمر	1.0	1.0
مستطيل	$1 + 0.3 B / L$	$1 - 0.3 B / L$
مربع أو دائري	1.3	0.7

وبالتعويض عن قيم المعاملات السابقة فإنه يمكن تقدير قيمة قدرة تحمل التربة القصوى لبعض الأنواع المعروفة للأساسات الضحلة المعرضة لحمل مركزي كالآتي :

(أ) بالنسبة للأساسات الشريطية أو المستمرة (Continuous) $[L \geq 5 B]$
:Footing)

$$q_{ult} = C N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma \quad \text{..... (5-34) } *$$

حيث $(q = \gamma_1 D_f)$ يساوي وزن عمود التراب فوق منسوب التأسيس.

(ب) بالنسبة للأساسات المربعة:

$$q_{ult} = 1.3 C N_c + q N_q + 0.40 \gamma_2 B N_\gamma \quad \text{..... (5-35) } *$$

(جـ) بالنسبة للأساسات الدائرية:

$$q_{ult} = 1.3 C N_c + q \cdot N_q + 0.3 \gamma_2 D \cdot N_\gamma \quad \text{..... (5-36) } *$$

حيث (D) هو قطر الأساس في هذه الحالة

(د) بالنسبة للأساسات المستطيلة:

$$q_{ult} = C N_c [1 + 0.3 B/L] + q \cdot N_q + 0.4 \gamma_2 B \cdot N_\gamma \quad \text{..... (5-37) } *$$

وعن طريق هذه المعادلات يمكن تقدير قيمة قدرة تحمل التربة القصوى (q_{ult})

وذلك حسب نوع التربة وذلك عند منسوب تأسيس معين وذلك كالآتي :

للحالات الخاصة للتربة مثل التربة المتماسكة $[\phi = 0]$ للطين المشبع فإن قيم

الثوابت $(N_c = 5.0)$ ، $(N_q = 1.0)$ ، $(N_\gamma = 0)$ من الجدول (١٠-٥) وعليه

MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL

بالتعويض عن هذه القيم يمكن استنتاج معادلات خاصة بهذه النوعية من التربة، أيضاً في حالة التربة الغير متماسكة [$C = 0$] فإنه يمكن استنتاج معادلات خاصة بهذه النوعية من التربة وذلك كما يلي :

في حالة التربة المتماسكة $\phi = 0$ (Cohesive Soil) جدول (١٠-٥)

نوع الأساس	قدرة تحمل التربة القصوى (q_{ult}) طن/م ^٢
الأساسات الشريطية أو المستمرة	$q_{ult} = 5 C + \gamma_1 D_f$ *
الأساسات المربعة	$q_{ult} = 6.5 C + \gamma_1 D_f$ *
الأساسات الدائرية	$q_{ult} = 6.5 C + \gamma_1 D_f$ *
الأساسات المستطيلة	$q_{ult} = 5 C + \gamma_1 D_f + 1.5 B/L$ *

في حالة التربة الغير متماسكة $C = 0$ (Non-Cohesive Soil) جدول (١١-٥)

نوع الأساس	قدرة تحمل التربة القصوى (q_{ult}) طن/م ^٢
الأساسات الشريطية أو المستمرة	$q_{ult} = \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$
الأساسات المربعة	$q_{ult} = \gamma_1 D_f N_q + 0.4 \gamma_2 B N_\gamma$
الأساسات الدائرية	$q_{ult} = \gamma_1 D_f N_q + 0.3 \gamma_2 B N_\gamma$
الأساسات المستطيلة	$q_{ult} = \gamma_1 D_f N_q + 0.4 \gamma_2 B N_\gamma$

ملاحظات هامة:

بفحص هذه الجداول السابقة يتبين الآتي :

- ١- في حالة التربة المتماسكة تعتمد قدرة تحمل التربة القصوى للأساسات على عمق التأسيس (D_f) ونوعية التربة بدلالة قوة التماسك (C) وذلك لجميع أنواع الأساسات ما عدا الأساسات المستطيلة حيث أنها بجانب ذلك تعتمد أيضاً على نسبة أبعاد القاعدة (B/L).
- ٢- في حالة التربة الغير متماسكة تعتمد قدرة تحمل التربة القصوى للأساسات على عمق التأسيس (D_f) وزاوية الاحتكاك الداخلي للتربة (ϕ) وعلى عرض الأساس (B) وذلك لجميع أنواع الأساسات الشريطية والمربعة والدائرية والمستطيلة.

١٣-٥ أنواع انهيار القص للتربة:

5-13 Types of Shear Failure of Soil:

★ من الاختبارات الخاصة بتجارب القص على التربة وبدراساتها أمكن تصنيف

أنواع انهيار القص للتربة إلى النوعين التاليين :

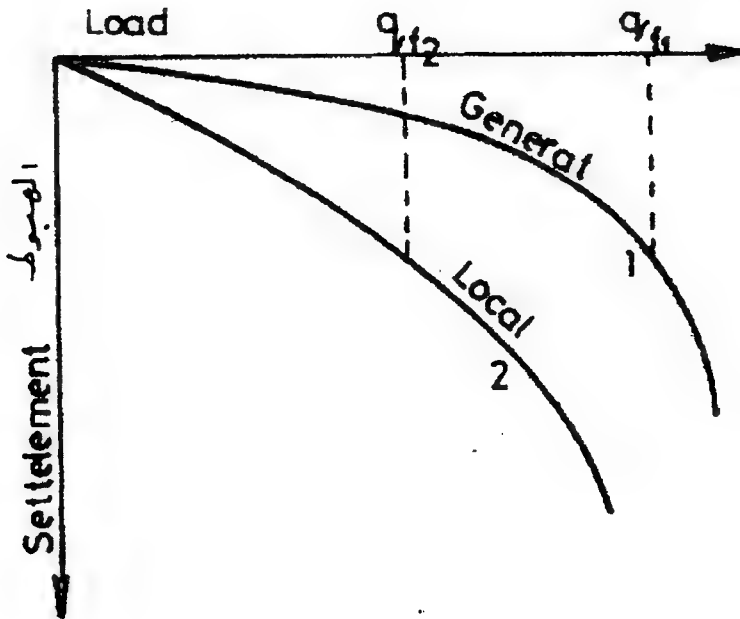
١- انهيار قص عام أو كلى (General shear failure).

٢- انهيار قص موضعي أو محلي (Local shear failure).

★ يبين الشكل (٥-٨) انهيار القص العام والموضعي لإحدى نتائج اختبارات

التحميل لأساسين وضعا على نوعين مختلفين من التربة حيث :

- انهيار القص العام: وفيه مع زيادة الحمل يزداد مقدار الهبوط المصاحب له ولكن سرعان ما يزداد قيمة الهبوط بدرجة كبيرة مع ملاحظة عدم وجود زيادة مصاحبة للحمل وذلك عند قيم هبوط صغيرة - المنحنى (١) فى الشكل (٥-٨)
- ويحدث مثل هذا النوع من الانهيار فى حالة التربة الكثيفة والصلدة والمدموكة بدرجة عالية.



شكل (٥-٨) انهيارات القص للتربة

- انهيار القص الموضعي: وفيه يزداد الحمل مع زيادة مقدار الهبوط المصاحب له ولكن دون حد أقصى للحمل وأن مقدار الهبوط في هذه الحالة أكبر من نظيره في حالة الانهيار العام وأن هذا النوع من الانهيار غالباً ما يحدث للتربة الناعمة والمفككة والقابلة للإبضاغ.

ملحوظة هامة:

- أنه في حالة ما إذا كان انهيار التربة من النوع انهيار قص موضعي وليس عاماً فإنه لتقدير قيمة مقاومة وقدرة تحمل التربة القصوى (q_{ult}) في هذه الحالة يجب استخدام معاملات تخفيض لكل من ثوابت ومعاملات القص للتربة (C) ، (ϕ) وذلك بأخذ حوالى ثلثي القيم المعملية الناتجة أى فرض معاملات (C') ، (ϕ') جديدة لهذه النوعية من التربة قيمتها كالاتى :

$$C' = 2/3 C$$
 ،
$$\phi' = 2/3 \phi$$
- وباستخدام القيم المعدلة لكل من (ϕ') ، (C') يمكن تقدير قيمة قدرة التحميل القصوى للتربة المناظرة لهذه القيم باستخدام المعاملات (N_c') ، (N_q') ، (N_γ') المعطاة في الجدول (٥-١٢).

جدول (٥-١٢)

N_γ'	N_q'	N_c'	ϕ	N_γ'	N_q'	N_c'	ϕ
٤,٠٠	٦,٥	١٧	٢٧,٥	صفر	١,٠٠	٥,٠٠	صفر
٥,٠٠	٨,٠٠	١٩	٣٠	صفر	١,٣	٦,٠٠	٥
٧,٥٠	١٠,٠٠	٢٢	٣٢,٥	صفر	١,٨	٨,٠٠	١٠
١٠,٠٠	١٢,٠٠	٢٥	٣٥,٠٠	٠,٥	٢,٥	٩,٠٠	١٥
١٤,٠٠	١٦,٠٠	٢٩,٥	٣٧,٥	١,٠٠	٤,٠٠	١١,٠٠	٢٠
١٨	٢٠	٣٤	٤٠,٠٠	٢,٠٠	٤,٥	١٣,٠٠	٢٢,٥
٢٧,٥	٢٧,٥	٤٤	٤٢,٥	٣,٠٠	٥,٠٠	١٥,٠٠	٢٥

- غالباً لا يفترض انهيار التربة بالقص المحلى أو الموضعي عند تقدير قيمة مقاومة التحميل القصوى للتربة نظراً لضرورة دمك التربة بالموقع وبالتالي وصولها إلى درجة الكافية التى تجعل انهيارها المصاحب من النوع الانهيار القصوى الكلى.

٥-١٤ معامل الأمان للتربة في تصميم الأساسات وتعيين قدرة تحمل

التربة الآمن:

لستقدير وتحديد قدرة تحمل التربة الآمن بدون حدوث انهيار للتربة أسفل الأساسات نتيجة للقوى القاصة فإنه يتم ذلك باختيار معامل أمان كافى وعليه فإنه للحصول على قدرة التحمل للتربة القصوى المسموح بها فى التصميم فإنها تعادل :

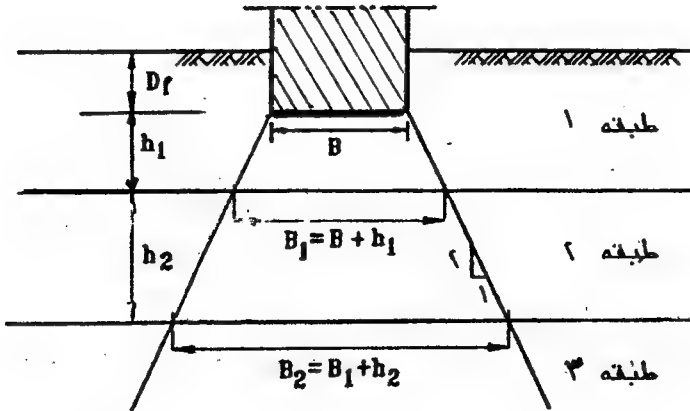
$$= \frac{\text{قوة تحمل التربة القصوى عند الانهيار للتربة}}{\text{معامل أمان (F.S)}}$$

وقيمة معامل الأمان هذه تتوقف على وتأخذ فى الاعتبار العوامل التالية :

- ١- الاختلافات المتوقعة لمقاومة القص للتربة.
 - ٢- عدم الدقة العالية فى المعاملات النظرية والتجريبية لتحديد قدرة تحمل التربة عند استخدام هذه المعاملات.
 - ٣- التغيير المحتمل فى خواص التربة خلال عمليات تنفيذ الأساسات والمنشأ.
 - ٤- التكلفة الكلية لتنفيذ الأساسات.
 - ٥- أهمية المنشأ وعدد أدواره وطبيعة عناصره الإنشائية.
- وعادة ما تتراوح قيمة معامل الأمان للتربة ما بين ٢,٠٠ ، ٤,٠٠ وغالباً ما يستخدم ٣,٠٠ فى الحالات العادية عند التأثير بالأحمال الميتة والحية فقط، ٢,٥ فى حالة أخذ أحمال الزلازل والرياح فى الاعتبار عند تصميم الأساسات، والسبب فى استخدام معامل أمان بقيمة كبيرة لا يقلل من قيمة المعاملات المستخدمة ولكنه عادة ما يستخدم كتأمين ضد أى عامل غير منظور وأيضاً لكون أى تعديل أو إصلاح فى الأساسات مستقبلاً عادة ما يكون مكلفاً وصعباً فى التنفيذ نظراً لتأثير باقى عناصر المنشأ بما يحدث فى الأساسات عكس الحالة للمنشأ الذى يكون أى فشل فى أحد عناصره أو أجزاؤه محدوداً أو إصلاحه أسهل وأقل تكلفة، كما أن زيادة معامل الأمان عادة ما يكون مصحوباً بزيادة فى تكاليف الأساسات بنسبة تكون بسيطة إذا ما قورنت بالتكاليف الكلية للمنشأ وسلامة استخدامه أثناء وخلال فترة تشغيله.

١٥-٥ قدرة تحمل التربة القصوى للأساسات الضحلة على طبقات متعددة من التربة:

- هناك طرق متعددة لتقدير وحساب قدرة تحمل التربة القصوى لأساس يرتكز على طبقات متعددة من التربة ذات خواص مختلفة، من هذه الطرق الطريقة التقريبية التالية :
- بالإشارة إلى الشكل (٥-٩) حيث أساس يرتكز على عدة طبقات من التربة حيث في هذه الحالة يتم التعامل مع كل طبقة على حدة مع اعتبار عرض الأساس (B) عند كل طبقة هو العرض المناظر لخط توزيع الإجهادات في الاتجاه الرأسى المفروض بميل (٢ رأسى : ١ أفقى) كما هو مبين.



شكل (٥-٩) كيفية حساب قدرة تحمل التربة للأساسات على طبقات متعددة من التربة

- فى هذه الحالة يتم حساب قدرة التحمل القصوى باستخدام خواص الطبقة الأولى وسمكها (h_1) وباستخدام المعادلات المعروفة.
- ثم يتم حساب قدرة التحمل القصوى للطبقة الثانية باستخدام خواص هذه الطبقة مع فرض وجود أساس تخيلى يرتكز على سطحها العلوى بعرض قدره $[B_1 = B + h_1]$ (باعتبار توزيع ٢ : ١ للإجهادات).
- يتم تكرار الخطوة السابقة لبقية الطبقات.
- يتم تحديد قدرة التحمل القصوى للأساس على أساس أصغر قيمة لقدرة التحمل للطبقات المختلفة أسفل الأساس والمحسوبة من الخطوات السابقة.

١٦-٥ تأثير منسوب المياه الجوفية على قدرة تحمل التربة**القصوى للأساسات:****5-16 Effect of Water Table on Bearing Capacity of Soil:**

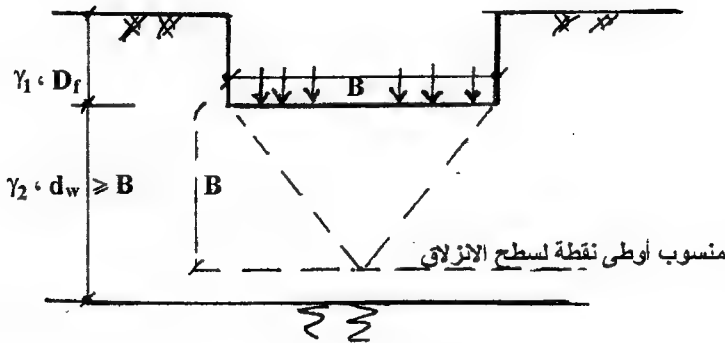
• إن تأثير منسوب المياه الجوفية على قدرة تحمل التربة القصوى للأساسات نابع من تأثير كثافة التربة الفعالة (γ) والذي تتضمنه معادلة حساب هذه القدرة حيث يؤثر ارتفاع منسوب المياه الجوفية على قدرة التحمل بالنقصان أى تقل قدرة التحمل للتربة بارتفاع منسوب المياه الجوفية وخاصة فى التربة المتماسكة حيث يقل وزن وحدة الحجم الفعال للتربة (γ) وذلك عند التعويض بها فى المعادلة فى كل من الجزء الخاص بتأثير عمق التأسيس ($\gamma_1 D_f$) والجزء الخاص بتأثير شكل وعرض الأساس ($\frac{1}{2} \gamma B$).

• إن مقدار تأثير ارتفاع المياه الجوفية عند التطبيق فى المعادلة المعروفة () يتضح من دراسة الحالات التالية :

الحالة الأولى:

إذا كان منسوب المياه الجوفية عميقاً (أعمق من أوطى نقطة على سطح الانزلاق) أو مجازاً على عمق مسافة تساوى أو أكبر من عرض القاعدة (B) أسفل القاعدة أو الأساس شكل (٥٠-٥).

i.e. $d_w \geq B$



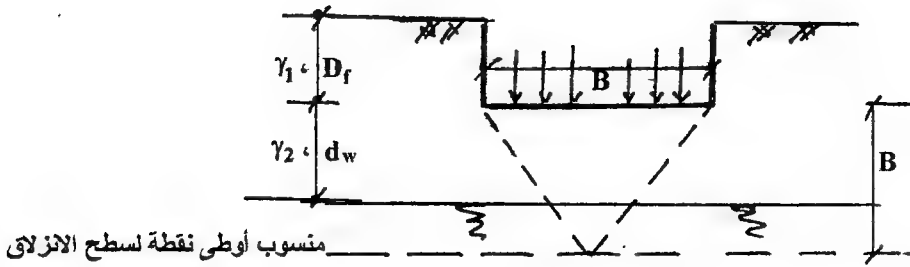
شكل (٥٠-٥)

- فى هذه الحالة ليس هناك تأثير لمنسوب المياه الجوفية عند التطبيق فى المعادلة المعروفة حيث يتم التعويض عن كل من (γ_1) ، (γ_2) بالوزن الحجمى الكلى للتربة فوق وتحت منسوب التأسيس.

- الحالة الثانية:

إذا كان منسوب المياه الجوفية قريباً من منسوب التأسيس (واقعاً بين منسوب التأسيس وأوطى نقطة على سطح الانزلاق) أو مجازاً على عمق أقل من عرض القاعدة (B) أسفل القاعدة أو الأساس شكل (5-5).

i.e. $d_w < B$



شكل (5-5)

- فى هذه الحالة يتم أخذ تغيير كثافة المياه (γ_2) بتأثير منسوب المياه وذلك بأخذ متوسط الكثافة لكل من الكثافة الكلية المبللة والكثافة المغمورة وذلك بإدخال معامل نقص أقل من الواحد الصحيح فى الجزء الخاص بـ (γ_2) فى معادلة قوة تحمل التربة (5-33) أى فى الجزء $\left(\frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma\right)$ وهذا المعامل يسمى (w_γ) وهو يتوقف على نسبة $\left(\frac{d_w}{B}\right)$ وعلى زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة أسفل الأساس ϕ .

i.e. $w_\gamma = 0.5 + \frac{d_w}{B} \times \frac{1}{\tan(45 + \frac{\phi}{2})} \leq 1.0$

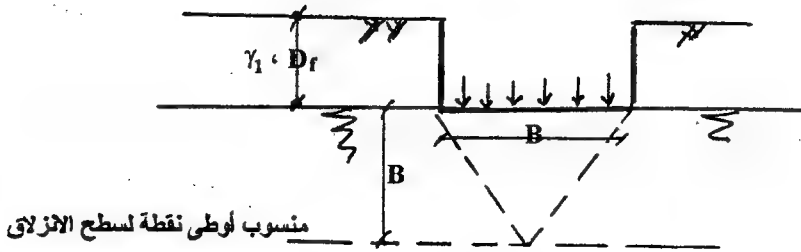
أى قدرة تحمل التربة فى هذه الحالة تعادل :

i.e. $q_{ult} = C N_c + \lambda_c + \gamma_1 D_f N_q \lambda_q + \frac{1}{2} \gamma_2 w_\gamma B N_\gamma \lambda_\gamma \dots\dots (5-38) *$

الحالة الثالثة:

إذا كان منسوب المياه الجوفية عند منسوب التأسيس: شكل (٥٢-٥)

i.e. $d_w = 0$



شكل (٥٢-٥)

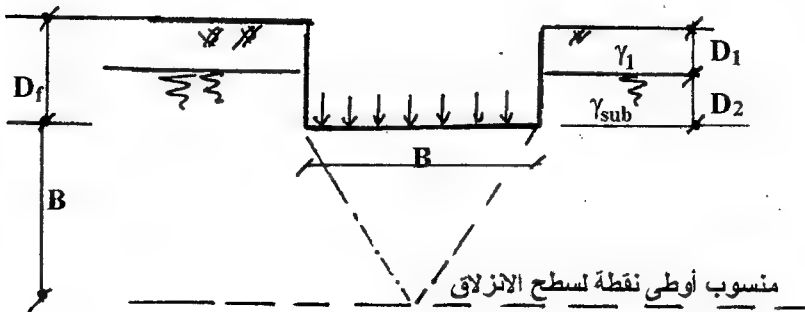
هذه حالة خاصة عن الحالة الثانية حيث $(d_w = 0)$ أي أن $(w_\gamma = 0.5)$.

i.e. $q_{ult} = C N_c \lambda_c + \gamma_1 D_f N_q \lambda_q + \frac{1}{4} \gamma_2 B N_\gamma \lambda_\gamma$ (5-39) *

الحالة الرابعة:

إذا كان منسوب المياه الجوفية واقعاً بين سطح الأرض ومنسوب التأسيس: شكل

(٥٣-٥).



شكل (٥٣-٥)

فى هذه الحالة يتأثر الجزء الثانى والجزء الثالث من المعادلة الخاصة بتقدير قدرة تحمل التربة (٣٩-٥) كل حسب وزن وحدة الحجم الفعال فى كل جزء، أى

بالنسبة للجزء الثانى الخاص بالمعامل (N_q) (ارتفاع التربة فوق منسوب المياه (D_1) × وزن وحدة الحجوم الكلى للتربة (γ_1) + ارتفاع تحت منسوب المياه وحتى منسوب التأسيس (D_2) × وزن وحدة الحجوم الفعال $[\gamma_{sub}]$). أما الجزء الثالث من المعادلة (5-39) والخاص بالمعامل (N_γ) تؤخذ وزن وحدة الحجوم $(\gamma_2 = \gamma_{sub})$.

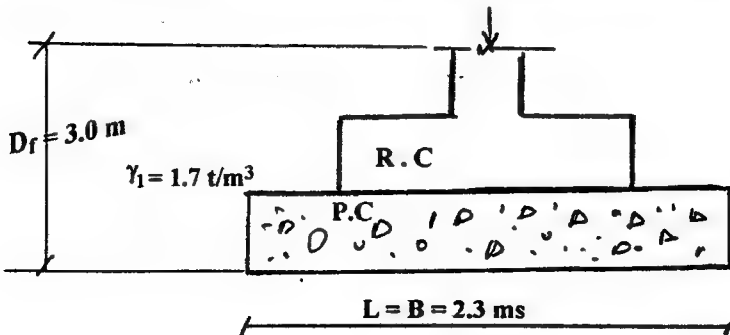
$$\text{i.e. } q_{ult} = C N_c \lambda_c + (\gamma_1 \text{ bulk } D_1 + \gamma_1 \text{ sub } D_2) N_q \cdot \lambda_q + \frac{1}{2} \gamma_2 \text{ sub } B N_\gamma \lambda_\gamma \quad \dots\dots (5-40) *$$

إن تأثير ارتفاع ومنسوب المياه الجوفية لا يؤثر فقط على نقص ملحوظ فى قدرة تحمل التربة ولكن أيضاً على تقليل كل من تماسك التربة وزاوية الاحتكاك الطبيعى لها بالإضافة إلى التأثير الناتج من تعويم القاعدة أو الأساس.

١٧-٥ أمثلة على قدرة تحمل التربة:

مثال (١):

المطلوب حساب قدرة تحمل التربة الكلية المسموح بها وكذلك قدرة التحمل الصافية المسموح بها لنفس نوعية التربة أسفل قاعدة مربعة الشكل بأبعاد 2.3×2.3 م وأن منسوب التأسيس هو 3.0 م كما هو موضح بالشكل (٥-٥٤). التربة أسفل الأساس وأعلاه هى من النوع التربة الطينية الطميية ذات وزن حجمى كلى $\gamma_b = 1.7 \text{ t/m}^3$ وأن معاملات القص لها $C = 0.18 \text{ kg/cm}^2$ ، $\phi = 19^\circ$.



شكل (٥-٥)

الحل:

• يتم حساب قدرة تحمل التربة القصوى للأساسات المربعة من المعادلة التالية :

$$q_{ult} = 1.3 C N_c + q N_q + 0.4 \gamma_2 B N_\gamma$$

حيث (C) : هى مقاومة التماسك للتربة وتعادل $1.8 \text{ t/m}^2 = 0.18 \text{ kg/cm}^2$

(q) : وزن عمود التربة فوق الأساس $\gamma_1 D_f$

$$\text{i.e. } q = 1.7 \times 3.0 = 5.1 \text{ t/m}^2$$

(γ_2) : هى كثافة أو وزن وحدة الحجم للتربة أسفل الأساس وبفرض أن التربة

ممتدة أسفل الأساس إلى عمق لا يقل عن ($B = 2.3 \text{ m}$)

$$\therefore \gamma_2 = 1.7 \text{ t/m}^3$$

(N_c) ، (N_q) ، (N_γ) : ثوابت تتوقف على قيمة الزاوية (ϕ) للتربة

من الجدول (٥-٨) فإن هذه القيم تعادل بالتقريب

$$N_c \cong 15 , \quad N_q = 6.5 , \quad N_\gamma = 2.9$$

وبالتعويض عن هذه القيم

$$\therefore q_{ult} = 1.3 \times 1.8 \times 15 + 5.1 \times 6.5 + 0.4 \times 1.8 \times 2.3 \times 2.0$$

$$= 35.1 + 33.15 + 3.31 = 71.56 \text{ t/m}^2$$

$$= \frac{\text{أقصى قدرة تحميل للتربة}}{\text{معامل الأمان (٣)}} = \text{أقصى قدرة مسموح بها}$$

$$q_{ult \text{ safe}} = \frac{q_{ult}}{\text{factor of safety}}$$

$$\text{or } q_{ult \text{ all}} = \frac{71.56}{3} = 23.85 \text{ t/m}^2 = 2.38 \text{ kg/cm}^2$$

إجهاد التربة الصافى = أقصى قدرة تحمل للتربة (q_{ult}) - وزن عمود التربة

$$\text{i.e. } q_{net} = q_{ult} - \gamma_1 D_f = 71.56 - 1.7 \times 3 = 66.46 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore q_{net \text{ all}} = \frac{q_{net}}{\text{factor of safety}} =$$

$$= \frac{\text{إجهاد التربة الصافى}}{\text{معامل الأمان}} = \text{أقصى إجهاد صافى مسموح بها}$$

$$= \frac{66.46}{3} = 22.15 \text{ t/m}^2 = 2.22 \text{ kg/cm}^2$$

• وحيث أن هذا الإجهاد الصافى المسموح به للتربة يجب أن يكون أكبر من أقصى إجهاد صافى واقع عليها من الحمل المؤثر على القاعدة وهنا يتم حساب أقصى إجهاد صافى واقع على التربة من الحمل المؤثر، وبفرض أن الحمل المؤثر هو $t(P)$ فإن :

أقصى إجهاد صافى واقع على التربة يعادل $\frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة العادية}} + \text{فرق وزن الخرسانة من التراب للقاعدة حيث تم فرض أن عمود التربة فوق منسوب التأسيس يساوى } (\gamma_1 D_f)$

$$\begin{aligned} \frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة}} &= \text{أى أن أقصى إجهاد صافى واقع على التربة يعادل} \\ &+ (\gamma_c - \gamma_{\text{soil}}) t + \\ \Delta + \frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة}} &= \\ \frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة}} \times K &\cong \end{aligned}$$

حيث (K) مقدار أكبر من الواحد الصحيح ويؤخذ ما بين ١,١٠ ← ١,٢ حسب عدد أدوار المبنى غالباً ما يؤخذ ١,١ أو ١,١٥ وبفرض أن الحمل الرأسى المركزى المنقول من العمود إلى القاعدة يعادل ١٠٠ طن فالمطلوب التحقق من أمان وأبعاد القاعدة المفروضة.

• لتحقيق الأمان يجب استيفاء ما يلى :

∴ أقصى إجهاد صافى واقع على التربة \geq أقصى إجهاد صافى مسموح به واقع على التربة

$$\frac{100 \times 1.1}{2.3 \times 2.3} = \frac{100 \times R}{2.3 \times 2.3} = \text{يتم حساب أقصى إجهاد صافى واقع على التربة}$$

$$20.79 \text{ طن/م}^2$$

وهى قيمة أقل من أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة عند منسوب التأسيس

$$(q_{\text{net all}}) \text{ وهى تساوى } 22.15 \text{ طن/م}^2$$

MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL

∴ أبعاد القاعدة $2,3 \times 2,3$ م آمنة وقادرة لتحمل الإجهادات الواقعة عليها والمنقولة إلى التربة

• فإذا ما كان الحمل المؤثر على القاعدة يعادل ١٢٠ طن

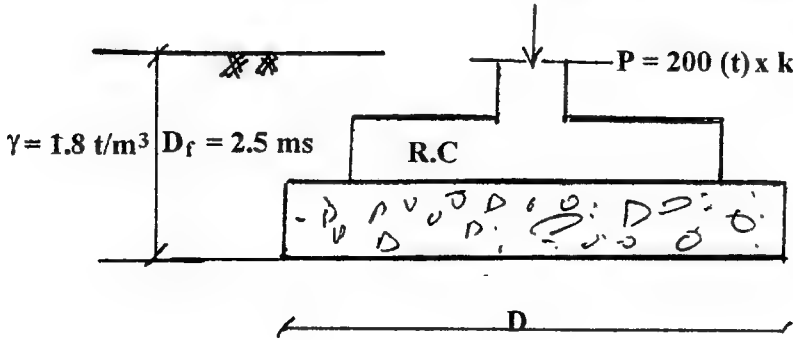
$$\therefore \text{أقصى إجهاد صافى واقع على التربة يعادل} = \frac{1,1 \times 120}{2,3 \times 2,3}$$

$$= 24,95 \text{ طن/م}^2$$

وهي قيمة أكبر من $(q_{net all})$ ∴ أبعاد القاعدة غير كافية الأمر الذى يجب زيادة أبعاد القاعدة حتى يصبح الإجهاد الواقع على التربة أسفل القاعدة أقل من أقصى إجهاد صافى مسموح به لنوعية التربة وأبعاد القاعدة.

مثال (٢):

المطلوب تصميم القاعدة العادية الدائرية لخزان مياه عالى سعته حوالى ٢٠٠ متر مكعب ترتكز على تربة خواصها $\phi = 15^\circ$ ، $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ ، $C = 3.0 \text{ t/m}^2$ ، مع العلم بأن منسوب التأسيس هو ٢,٥ متر D_f - شكل (٥٥-٥).



شكل (٥٥-٥)

- لتكون القاعدة اقتصادية وآمنة يجب أن يتساوى كل من أقصى إجهاد صافى واقع على التربة من أحمال الخزان مع أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة عند منسوب التأسيس.
- يتم حساب أقصى إجهاد صافى واقع على التربة من أحمال الخزان كالاتى:

بفرض قطر قاعدة الخزان (D) \therefore مساحته $A = \frac{\pi D^2}{4}$

أقصى إجهاد صافى \therefore $f_{\text{net soil}} = \frac{P \cdot K}{A}$
 $= \frac{200 \times 1.15}{\pi D^2 / 4} = \frac{293}{D^2} \text{ t/m}^2$ (1)

• يتم حساب أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة من قدرة تحملها القصوى ومعامل الأمان المسموح به للإتھيار وحيث أن القاعدة مستديرة إذن فمعادلة حساب قدرة تحمل التربة القصوى الكلية (q_{ult}) كالآتى :

$$q_{\text{ult}} = 1.3 C N_c + q N_q + 0.3 \gamma_2 D N_\gamma$$

حيث (C) : مقاومة التماسك للتربة وتساوى ٣,٠٠ طن/م^٢

، (q) : هو وزن عمود التراب فوق منسوب التأسيس ويساوى ($\gamma_1 D_f$)

$$\therefore q = 1.8 \times 2.5 = 4.5 \text{ t/m}^2$$

، (γ_2) : وزن وحدة الحجم للتربة أسفل الأساس وهى تساوى ١,٨ طن/م^٣

، (N_c) ، (N_q) ، (N_γ) : ثوابت تتوقف على الزاوية (ϕ) للتربة

من الجدول (٥-٨) حيث $\phi = ١٥^\circ$

$$N_c = 11.0 , \quad N_q = 4.0 , \quad N_\gamma = 1.0$$

$$\therefore q_{\text{ult}} = 1.3 \times 3.0 \times 11 + 4.5 \times 4.0 + 0.3 \times 1.8 \times D \times 1.0$$

$$= 42.9 + 18.0 + 0.54 D$$

$$= 60.9 + 0.54 D \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{ult net}} = q_{\text{ult}} - \gamma_1 D_f = 60.9 + 0.54 D - 1.8 \times 2.5$$

$$\therefore q_{\text{ult net}} = 56.4 + 0.54 D \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{ult net all}} = \frac{q_{\text{ult net}}}{\text{Factor of safety}} = \frac{56.4 + 0.54 D}{3} = 18.8 + 0.18 D$$

..... (2)

• وبمساواة أقصى إجهاد صافى واقع على التربة ($f_{\text{net soil}}$) بأقصى إجهاد صافى

مسموح به للتربة ($q_{\text{ult net}}$) يمكن إيجاد قطر القاعدة كالآتى :

$$\frac{293}{D^2} = 18.8 + 0.18 D$$

نحصل على معادلة من الدرجة الثالثة فى (D) نحلها بطريقة المحاولة والخطأ

MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL

$$18.8 D^2 + 0.18 D^3 = 293$$

i.e. $D^3 + 104 D^2 - 1627 = 0$

take $D \approx 3.9 \text{ ms}$

$\therefore 59.3 + 1582 - 1627 = 14.3 \approx 0$

take $D = 4.0 \text{ m}$ for more safety

\therefore يتم أخذ قطر القاعدة ٤,٠٠ متر لزيادة الأمان على القاعدة.

مثال (٣):

المطلوب تقدير قيمة أقصى قدرة تحمل آمنة للتربة تحت أساس مربع الشكل أبعاده $2.5 \times 2.5 \text{ م}$ عند منسوب تأسيس يعادل ٢,٥٠ متر أسفل سطح الأرض مع العلم بأن التربة فوق وتحت الأساس هي تربة غير متماسكة لها الخواص التالية :

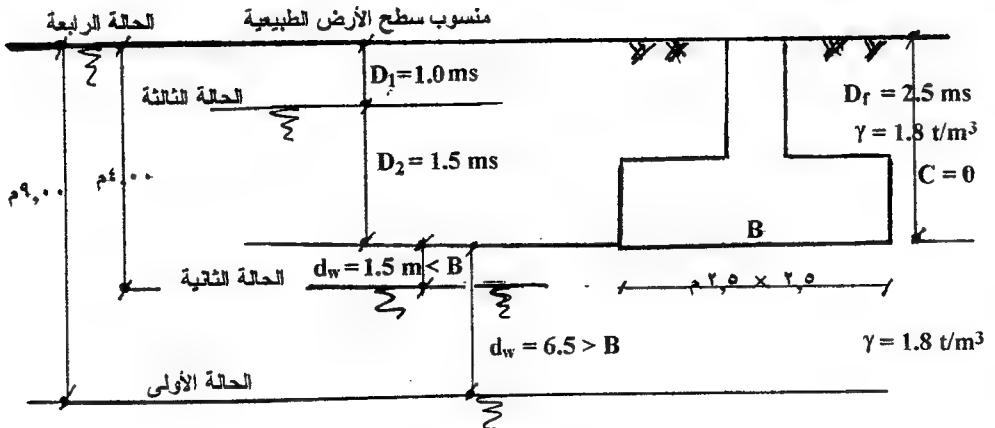
$$C = 0, \quad \gamma_b = 1.8 \text{ t/m}^2, \quad \phi = 30^\circ$$

وذلك لحالات منسوب المياه الجوفية التالية :

- (١) منسوب المياه أسفل من منسوب سطح الأرض الطبيعية بمقدار ٩,٠٠ متر
- (٢) منسوب المياه أسفل من منسوب سطح الأرض الطبيعية بمقدار ٤,٠٠ متر
- (٣) منسوب المياه أسفل من منسوب سطح الأرض الطبيعية بمقدار ١,٠٠ متر
- (٤) منسوب المياه الجوفية عند سطح الأرض

الحل:

يبين الكروكي التالي القاعدة ومنسوب تأسيسها وكذلك الحالات الأربعة لمنسوب المياه الجوفية.



الحالة الأولى:

بما أن منسوب المياه الجوفية على عمق أوطى من منسوب التأسيس بمسافة تزيد عن عرض الأساس ($B = 2.5 \text{ m}$) وعليه فإنه ليس هناك تأثير لهذا المنسوب ويتم التعويض في المعادلة المعروفة لتقدير قدرة تحمل التربة القصوى الكلية للأساسات المربعة.

$$\begin{aligned}
 q_{ult} &= 1.3 C N_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.4 \gamma_2 B N_\gamma \\
 C &= 0, \quad \gamma_1 = 1.8 \text{ t/m}^2, \quad \gamma_2 = 1.8 \text{ t/m}^3 \\
 B &= 2.50 \text{ ms}, \quad D_f = 2.5 \text{ ms} \\
 \therefore \phi &= 30^\circ, \quad N_c = 30, \quad N_q = 18, \quad N_\gamma = 10 \\
 \therefore q_{ult} &= 1.3 \times 0 \times 30 + 1.8 \times 2.5 \times 18 + 0.4 \times 1.8 \times 2.5 \times 10 \\
 &= 0 + 80 + 7.2 = 88.2 \text{ t/m}^2 = 0.88 \text{ kg/cm}^2 \\
 q_{ult \text{ net}} &= q_{ult} - \gamma_1 D_f = 88.2 - 1.8 \times 2.5 = 83.7 \text{ t/m}^2 \\
 q_{\text{net safe}} &= \frac{q_{ult \text{ net}}}{\text{factor of safety}} = \frac{83.7}{3} = 27.9 \text{ t/m}^2 \\
 q_{ult \text{ safe}} &= q_{\text{net safe}} + \gamma_1 D_f = 27.9 + 1.8 \times 2.5 = 32.4 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

الحالة الثانية:

بما أن منسوب المياه الجوفية على بعد من منسوب التأسيس (d_w) يعادل ١,٥ متر وهو عمق أقل من عرض الأساس فعليه يتم تعديل الجزء الثالث في معادلة قدرة تحمل التربة بضرب كثافة التربة (γ_2) في معامل أقل من الواحد هو (w_γ) وهذا معامل يساوى

$$\begin{aligned}
 w_\gamma &= 0.5 + \frac{d_w}{B} \times \frac{1}{\tan(45 + \frac{\phi}{2})} \\
 &= 0.5 + \frac{1.5}{2.5} \times \frac{1}{\tan(45 + \frac{30}{2})} = 0.846 \\
 q_{ult} &= 1.3 C N_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.4 \times \gamma_2 \times w_\gamma \times B N_\gamma \\
 &= 1.3 \times 0 \times 30 + 1.8 \times 2.5 \times 18 + 0.4 \times 1.8 \times 0.846 \times 2.5 \times 10 \\
 &= 0 + 81 + 6.1 = 87.1 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$q_{ult \ net} = q_{ult} - \gamma_1 D_f = 87.1 - 1.8 \times 2.5 = 82.5 \text{ t/m}^2$$

$$q_{net \ safe} = \frac{q_{ult \ net}}{3} = \frac{82.5}{3} = 27.5 \text{ t/m}^2$$

$$q_{ult \ safe} = q_{net \ safe} + \gamma_1 D_f = 27.5 + 1.8 \times 2.5 = \underline{32} \text{ t/m}^2$$

الحالة الثالثة:

فى هذه الحالة يتم أخذ تأثير منسوب المياه على الكثافة الكلية للتربة

حيث:

$$q_{ult} = 1.3 N_c + (\gamma_1 \text{ bulk} \cdot D_1 + \gamma_1 \text{ sub} \cdot D_2) N_q + 0.4 \gamma_2 \text{ sub} B N_\gamma$$

$$\gamma_1 \text{ bulk} = 1.8 \text{ t/m}^3, \quad D_1 = 1.0 \text{ ms}, \quad D_2 = 1.5 \text{ ms}$$

$$\gamma_1 \text{ sub} = \gamma_1 \text{ bulk} - \gamma_w$$

$$\therefore \gamma_1 \text{ sub} = 1.8 - 1 = 0.8 \text{ t/m}^3, \quad \gamma_2 \text{ sub} = 1.8 - 1 = 0.8 \text{ t/m}^3$$

وبالتعويض عن قيم (B)، (N_q)، (N_c)، (C)، (N_γ) نحصل على (q_{ult})

$$q_{ult} = 1.3 \times 0 \times 30 + (1.8 \times 1.0 + 0.8 \times 1.5) \times 18 + 0.4 \times 0.8 \times 2.5 \times 10$$

$$= 0 + 54.0 + 8 = 52.0 \text{ t/m}^2$$

$$q_{u \ net} = q_{ult} - (\gamma_1 \text{ bulk} \cdot D_1 + \gamma_1 \text{ sub} \cdot D_2)$$

$$= 52.0 - (1.8 \times 1.0 + 0.8 \times 1.5) = 49 \text{ t/m}^2$$

$$q_{net \ safe} = \frac{q_{u \ net}}{3} = \frac{49}{3} = \underline{16.3} \text{ t/m}^2$$

$$q_{u1 \ safe} = q_{net \ safe} + (\gamma_1 \text{ bulk} \cdot D_1 + \gamma_1 \text{ sub} \cdot D_2)$$

$$= 16.3 + (1.8 \times 1.0 + 0.8 \times 1.5) = \underline{19.3} \text{ t/m}^2$$

الحالة الرابعة:

فى هذه الحالة يتم أخذ تأثير منسوب المياه على الكثافة الكلية للتربة

حيث:

$$q_{ult} = 1.3 C N_c + \gamma_1 \text{ sub} D_f \cdot N_q + 0.4 \gamma_2 \text{ sub} B N_\gamma$$

$$= 1.3 \times 0 \times 30 + 0.8 \times 2.5 \times 18 + 0.4 \times 0.8 \times 2.5 \times 10$$

$$= 0 + 36 + 8 = 44 \text{ t/m}^2$$

$$q_{ut \ net} = 44 - (\gamma_1 \text{ sub} D_f) = 44 - 0.8 \times 2.5 = 42 \text{ t/m}^2$$

$$q_{net \ safe} = \frac{q_{u \ net}}{3} = \frac{42}{3} = \underline{14} \text{ t/m}^2$$

$$q_{ul\ safe} = q_{net\ safe} + \gamma_1 \text{ sub} \cdot D_f = 14 + 0.8 \times 2.5 = 16 \text{ t/m}^2$$

ملحوظة: فى هذه الحالة يتم التحقق من أمان القاعدة أو الأساس ضد التعويم

١٨-٥ المعادلة العامة لحساب وتقدير قدرة تحمل التربة القصوى

[معادلة هانسن]:

General Bearing Capacity Equation (Hansen Equation):

قدم هانسن معادلة عامة لحساب وتقدير قدرة تحمل التربة معتمد على تحليل ترزاجى السابق الإشارة إليه شكل (٥ - ٤٧). هذه المعادلة العامة تأخذ فى الاعتبار تأثير شكل الأساس، وعمق التأسيس وميل الأحمال المؤثرة على الأساس والقاعدة [أى أنه ليس حمل مركزى كما فرض سابقاً فى البند (٥ - ١٢)] والمعادلة هى :

$$q_{ult} = C N_c S_c d_c i_c g_c b_c + q_o N_q S_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad \text{..... (5-41) } *$$

حيث (C) : هو قوة مقاومة التماسك للتربة طن/م^٢.

، (N_c) ، (N_q) ، (N_γ) : هى ثوابت تسمى معاملات قدرة تحمل التربة كما ذكرنا سابقاً وهى تعتمد على قيمة زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة

ويبين الجدول (٥-١٦) قيم هذه الثوابت.

، (q_o) : هو وزن عمود التراب فوق منسوب التأسيس = (γ₁ D_f) طن/م^٢

، (S) : هى معاملات تأثير الشكل (shape factors) تأخذ تأثير شكل القاعدة على

كل جزء من أجزاء المعادلة وهى قوة تماسك التربة (C) ووزن عمود

التراب (q) وكثافة التربة (γ) وأن قيم هذه المعاملات مبين بالجدول

(٥-١٣).

، (d) : هى معاملات تأثير العمق على كل جزء من أجزاء المعادلة وأن قيم هذه

المعاملات مبين بالجدول (٥-١٤) (depth factors).

، (i) : هى معاملات تأثير ميل الحمل المؤثر (معاملات الميل) وأن قيم هذه

المعاملات مبينة بالجدول (٥-١٥).

MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL

، (g) : هى معاملات تأثير سطح الأرض الطبيعية (ground factors) هل هى أفقية أو مائلة وذلك على كل جزء من أجزاء المعادلة وتؤخذ هذه المعاملات الوحدة فى حالة سطح الأرض الأفقية

i.e. for horizontal ground take $g_c = g_q = q_\gamma = 1.0$

، (b) : هى معاملات تأثير ميل القاعدة بالنسبة للأرض (base factors) وذلك على كل جزء من أجزاء المعادلة وتؤخذ هذه المعاملات الوحدة فى حالة سطح الأرض الأفقية

i.e. $b_c = b_q = b_\gamma = 1.0$ for horizontal ground.

أى أن المعادلة العامة يمكن إعادة صياغتها مرة أخرى فى حالة ما يكون سطح الأرض أفقى كالاتى :

$$q_{ult} = C N_c S_c d_c i_c + q_0 N_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad \dots\dots (5-42) *$$

جدول (٥-١٣) قيم معاملات الشكل (S) (Shape factors)

S_γ	S_q	S_c	شكل القاعدة
1.0	1.0	1.0	شريطية أو مستمرة
$1 - 0.4 B / L$	$1 + 0.2 B / L$	$1 + 0.2 B / L$	مستطيلة
0.8	1.2	1.3	مربعة
0.6	1.2	1.3	دائرية

جدول (٥-١٤) قيم معاملات العمق (d) (Depth factors)

d_γ	d_q	d_c
1.0	$d_q = d_c - \frac{d_c - 1}{N_q}$	$1 + \frac{0.35 D_f}{B}$
ملحوظة : تؤخذ قيمة (d_q) :		
$d_q = d_c$ for $\phi > 25^\circ$		
$d_q = 1.0$ for $\phi = 0$		

جدول (١٥-٥) قيم معاملات الميل (i) (Inclination factors)

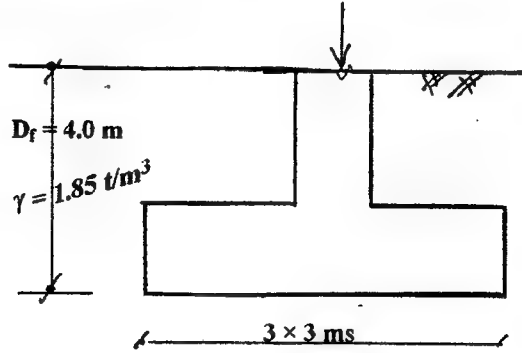
i_γ	i_q	i_c
i_q^2	$\left[1 - \frac{H}{V + CBL \cot \phi}\right]^2$	$i_c = i_q - \frac{1-i}{N_q-1}$
<p>حيث (H) : هى المركبة الأفقية لمحصلة القوى المؤثرة على الأساس بالطن (V) : هى المركبة الرأسية لمحصلة القوى المؤثرة على الأساس بالطن (L) : هو طول القاعدة الموازى للقوة والمركبة الأفقية (H) بالمتر</p>		

جدول (١٦-٥) معاملات قدرة التحمل لهانسن (N_c) ، (N_q) ، (N_γ)

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.0
5	6.48	1.57	0.09
10	8.34	2.47	0.47
15	10.97	3.94	1.42
20	14.83	6.40	3.54
25	20.22	10.66	8.11
30	30.14	18.40	18.08
35	46.13	33.29	40.69
40	75.32	64.18	95.41
45	133.89	134.85	240.85

مثال:

لقاعدة مربعة أبعادها 3×3 م ومنسوب تأسيسها على عمق ٤,٠٠ متر وتربة التأسيس حول وأسفل القاعدة طين رملى ذات وزن وحدة حجوم $\gamma_b = 1.85 \text{ t/m}^3$ ومعاملات القص لها $C = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ ، $\phi = 25^\circ$. المطلوب حساب قدرة تحمل التربة الصافى المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس باستخدام المعادلة العامة لهانسن مع فرض أنها محملة بحمل مركزى وأن منسوب المياه الجوفية بعيد عن القاعدة على عمق حوالى ٤,٠٠ متر أسفلها - شكل (٥٦-٥).



شكل (٥٦-٥)

الحل:

المعادلة العامة لتقدير قدرة تحمل التربة القصوى لها تسمى هي :

$$q_{ult} = C N_c S_c d_c i_c + q_o N_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

حيث :

$$C = 2 \text{ t/m}^2$$

ومن قيمة $\phi = 25^\circ$ يمكن إيجاد الثوابت (N_c) ، (N_q) ، (N_γ)

من الجدول (٥٦-٥)

$$\therefore N_c = 20.22 \quad N_q = 10.66 \quad , \quad N_\gamma = 8.11$$

$$q_o = \gamma_b D_f = 1.85 \times 4.0 = 7.4 \text{ t/m}^2$$

، الثوابت (S) الخاصة بمعاملات الشكل حيث أن شكل الأساس مربع $(B \times B)$

$$\therefore S_c = 1.3 \quad , \quad S_q = 1 + 0.2 B/L = 1 + 0.2 \times \frac{3}{3} = 1.2$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 B/L = 1 - 0.4 \times \frac{3}{3} = 0.6$$

، الثوابت (d) الخاصة بمعاملات العمق

$$\therefore d_c = 1 + \frac{0.35 D_f}{B} = 1 + \frac{0.35 \times 4.0}{3} = 1.47$$

$$d_q = d_c - \frac{d_c - 1}{N_q} = 1.47 - \frac{1.47 - 1}{10.66} = 1.43$$

$$d_\gamma = 1.0$$

، الثوابت (i) الخاصة بمعاملات الميل

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + C B L \cot \phi} \right]^2$$

، \therefore الحمل رأسى أى أن $[H = 0]$

$$\therefore i_q = 1.0$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i}{N_q - 1} = 1.0$$

$$i_\gamma = i_q^2 = 1.0$$

وبالتعويض فى المعادلة العامة

$$\begin{aligned} \therefore q_{ult} &= 2 \times 20.22 \times 1.3 \times 1.47 \times 1.0 + 7.4 \times 10.66 \times 1.2 \times 1.43 \times 1.0 \\ &\quad + \frac{1}{2} \times 1.85 \times 3.0 \times 8.11 \times 0.6 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 77.28 + 135.36 + 13.50 = 226.1 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{nu} = q_{ult} - \gamma D_f = 226.1 - 1.85 \times 4 = 218.7 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{safe} &= \frac{q_{nu}}{n} + \gamma D_f = \frac{218.7}{3} + 1.85 \times 4 = 72.9 + 7.4 = 80.3 \text{ t/m}^2 \\ &= 8.0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

وإذا ما تم أن الحمل المؤثر يعادل ٥٠٠ طن عند سطح الأرض فيتم التحقق من عدم حدوث انهيار قص للتربة نتيجة لهذا الحمل كالتالى :

$$f_{soil} = \frac{P}{A} + \gamma \cdot D_f = \frac{500}{3 \times 3} + 7.4 \cong 63 \text{ t/m}^2 < 80.3 \text{ safe (o.k.)}$$

٥-١٩ قدرة تحمل الأساسات الضحلة المعرضة لأحمال غير مركزية:

5-19 Bearing Capacity of Foundation Subjected to Eccentric Loads:

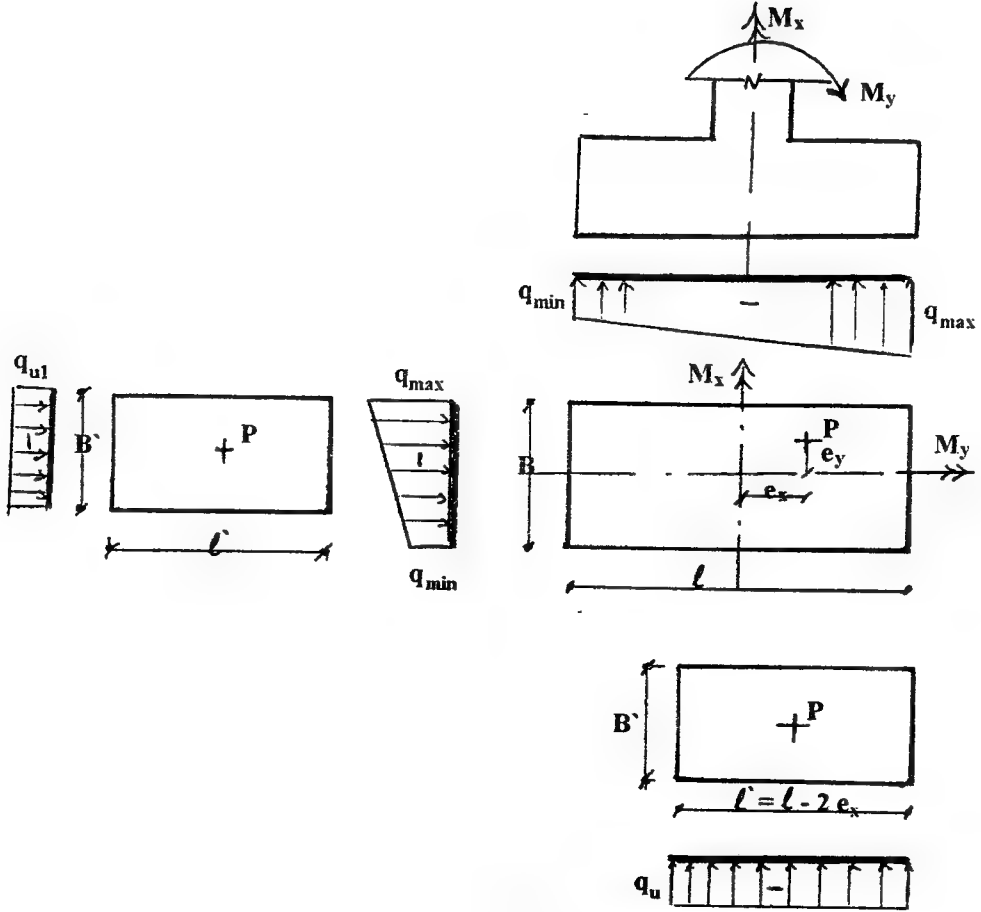
★ عند تعريض قاعدة أو أساس ما إلى عزوم انحناء (M) بجانب قوى عمودية

(P) أو إلى ما يسمى بالأحمال الغير مركزية (Eccentric forces) فإنه فى هذه الحالات يكون توزيع الإجهادات الواقعة على التربة غير منتظمة كما هو مبين بالشكل (٥-٥٧).

★ وفى كلتا الحالتين لقاعدة أبعادها (l) ، (B) يكون توزيع الإجهاد على التربة

فى الاتجاهين (x) أو (y) غير منتظم وعليه لتحويل توزيع الإجهاد إلى شكل منتظم يجب أن تقع القوى العمودية (P) فى مركز ثقل المساحة لذلك فإنه يفترض أبعاد تخيلية

للقاعدة ذات أطوال (ℓ) بدلاً من (ℓ) ، (B') بدلاً من (B) وذات مساحة (A') بدلاً من (A) أى أن:



شكل (٥٧-٥)

$$\ell' = \ell - 2 e_x$$

$$B' = B - 2 e_y$$

$$A' = \ell' \times B'$$

حيث (e_x) : هي مقدار اللامركزية للحمل مقاسة من المحور (y) فى اتجاه (x)

$$\text{i.e. } e_x = \frac{M_y}{P}$$

، (e_y) : هي مقدار اللامركزية للحمل مقاسة من المحور (x) فى اتجاه (y)

$$\text{i.e. } e_y = \frac{M_x}{P}$$

MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL

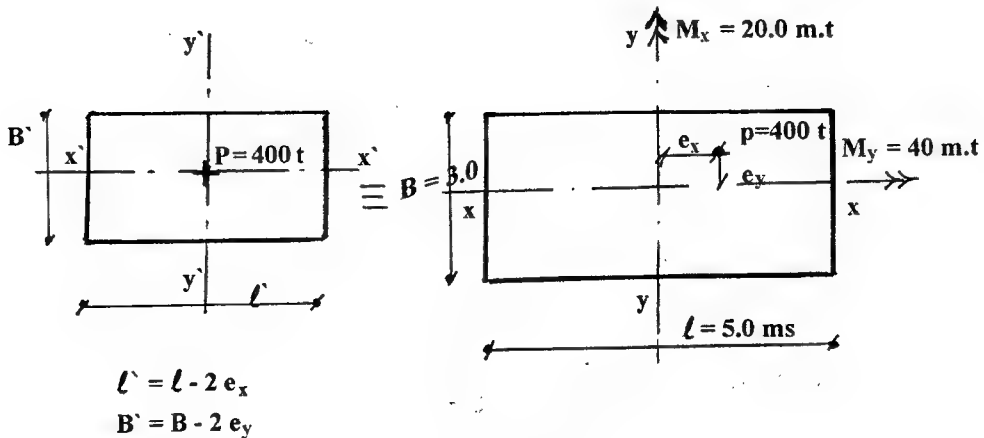
حيث (P) هى القوى العمودية، (M_x) ، (M_y) هى مقدار عزوم الانحناء المؤثرة على القاعدة حول كل من المحورين (x) ، (y) على التوالى كما هو مبين بالشكل (٥-٥٧).

★ فى هذه الحالة يتم التعامل مع القاعدة التخليقية ذات الأبعاد المقللة (B') ، (l') على أساس أنها معرضة لحمل محورى فقط وعليه يتم استخدام معادلة هانسن العامة وذلك فقط فى الأجزاء الخاصة بتأثير كل من الشكل (S) (Shape factor) والميل (i) (Inclination factor) وليس عند حساب عامل العمق (depth factor) ($\frac{D}{B}$) وبذلك نحصل على قيمة لأقصى قدرة تحمل للتربة وفى هذه الحالة تكون قدرة التحمل التربة أقل من نظيرتها للأحمال المحورية وبالتالي أيضاً فإن أقصى سعة تحمل كحمل أقصى تتحمله القاعدة يكون أقل وكما سوف يتضح من المثال التالى.

مثال:

المطلوب حساب قدرة تحمل التربة الصافية أسفل قاعدة مستطيلة أبعادها ٥×٣ م محملة بحمل محورى قدره ($P = 400$ t) ومعرضة إلى عزوم انحناء حول محوريها (x) ، (y) قدرها ٢٠ طن.م ، ٤٠ طن.م على التوالى وأن منسوب تأسيس القاعدة على عمق ٣,٠٠ متر من سطح الأرض الطبيعية وأن التربة حول وأسفل القاعدة ذات خواص هى : $\gamma = 1.8$ t/m³ ، $C = 2$ t/m³ ، $\phi = 20^\circ$ - شكل (٥-٥٨).

ملحوظة: الاتجاه الطويل للقاعدة يوازي المحور (x) لها.



شكل (٥-٥٨)

الحل:

كما هو مبين بالشكل فإن القاعدة معرضة إلى أحمال غير محورية ينتج عنها (M_x) ، (M_y) ، (P) كما هو موضح وهذا يجعل الإجهادات الواقعة عليها غير منتظمة كما شرحنا ولجعلها منتظمة فإن هذه القاعدة تكافئ قاعدة أخرى بأبعاد مكافئة $(\ell \times B')$ بدلاً من $(\ell \times B)$ يؤثر فيها الحمل الرأسى مركزياً وهو (P) حيث

$$\ell = \ell - 2 e_x \quad , \quad B' = B - 2 e_y$$

$$\ell = 5.0 \text{ m} \quad , \quad B = 3.0 \quad , \quad e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{40}{400} = 0.1 \text{ ms}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{20}{400} = 0.05 \text{ ms}$$

$$\therefore \ell = 5 - 2 \times 0.1 = 4.8 \text{ ms} \quad , \quad B' = 3 - 2 \times 0.05 = 2.9 \text{ ms}$$

يتم تطبيق معادلة هاتسن العامة لحساب قدرة تحمل التربة وذلك للأساس

المعرض لحمل محورى قدره $P = 400 \text{ t}$ ، ذو أبعاد $\ell = 4.8 \text{ ms}$ ، $B' = 2.9 \text{ ms}$

معادلة هاتسن هي

$$q_{ult} = N N_c S_c d_c i_c + q_0 N_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

وبالتعويض عن قيم هذه المعادلة

$$C = 2 \text{ t/m}^3$$

وبدلالة $\phi = 20^\circ$ يتم إيجاد قيم (N_c) ، (N_q) ، (N_γ) من الجدول (١٦-٥)

$$\therefore N_c = 14.83 \quad , \quad N_q = 6.4 \quad , \quad N_\gamma = 3.54$$

معاملات الشكل (S) من الجدول (١٣-٥) قاعدة مستطيلة

$$S_c = 1 + 0.2 B' / \ell = 1 + 0.2 \times \frac{2.9}{4.8} = 1.12$$

$$S_q = 1 + 0.2 B' / \ell = 1 + 0.2 \times \frac{2.9}{4.8} = 1.12$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 B' / \ell = 1 - 0.4 \times \frac{2.9}{4.8} = 0.76$$

معاملات العمق (d) من الجدول (١٤-٥) $D_f = 3.0 \text{ m}$ ،

$$d_c = 1 + \frac{0.35 D_f}{B} = 1 + \frac{0.35 \times 3.0}{3.0} = 1.35$$

MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL

$$d_q = d_c - \frac{d_c - 1}{N_q} = 1.35 - \frac{1.35 - 1.0}{6.4} = 1.30$$

$$d_\gamma = 1.0$$

معاملات الأرض (g) (Ground factors) حيث الأرض مسطحة أفقية

$$\text{Take } g_c = g_g = g_\gamma = 1.0$$

ومعاملات القاعدة (b) (Base factors) حيث الأرض مسطحة :

$$\text{Take } b_c = b_q = b_\gamma = 1.0$$

ومعاملات الميل (i) (Inclination factors)

$$i_c = 1.0, \quad i_q = 1.0, \quad i_\gamma = 1.0$$

$$1.8 \times 3.0 = 5.4 \text{ t/m}^2 = \gamma D_f = (q_o)$$

وبالتعويض عن هذه القيم في المعادلة العامة

$$\begin{aligned} \therefore q_{ult} &= 2 \times 14.83 \times 1.12 \times 1.35 \times 1.0 + 5.4 \times 6.4 \times 1.12 \times 1.3 \times 1.0 \\ &\quad + \frac{1}{2} \times 1.8 \times 2.9 \times 3.54 \times 0.76 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 44.85 + 50.32 + 7.02 = 102.19 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{n \text{ ult}} = q_{ult} - \gamma D_f = 102.19 - 1.8 \times 3 = 96.79 \text{ t/m}^2$$

$$q_{safe} = \frac{q_{n \text{ ult}}}{F} + \gamma D_f = \frac{96.79}{3} + 1.8 \times 3 = 37.66 \text{ t/m}^2$$

يتم حساب أقصى حمل محوري تتحمله القاعدة التخيلية ($B' \times L$) بضرب الإجهاد

المسموح به q_{safe} × المساحة ($A' = B' \times L$)

$$\text{i.e. } P_{u \text{ safe}} = 37.66 \times 4.8 \times 2.9 = 524 \text{ t}$$

أى أنها تتحمل ٥٢٤ طن وهو أكبر من الحمل الفعلى المؤثر عليها وقدره ٤٠٠ طن إذن القاعدة بأبعاد (٣×٥) م آمنة لمقاومة هذه الأحمال المؤثرة عليها نتيجة لـ (P) ، (M_x) ، (M_y) .

ملحوظة:

فى الواقع أنه علاوة على التأكد من أن تحميل التربة يكون فى حدود الأمان ضد انهيارها بالقص، إلا أننا يجب أن نتأكد أيضاً من أمانها ضد الهبوط نتيجة لتضاغط

وتصلب الطبقات السفلية للتربة بحيث لا يتعدى الهبوط الناتج من تأثير الأحمال قيم مناسبة يتحملها المبنى وبالتالي فإن الجهد الآمن والصافي المسموح به للتربة يجب أن يوفر الأمان ليس فقط ضد انهيار التربة وبالتالي ضد انهيار الأساس والمبنى ولكن أيضاً ضد هبوط الأساس والمبنى هبوطاً غير ملائماً ومناسباً للمبنى نفسه والمباني والخدمات المجاورة والمتاخمة له.

٥-٢٠-٣ تعيين وتقدير قدرة تحمل التربة من الاختبارات الحقلية:

5-20 Determination of Soil Bearing Capacity from In-Situ Tests:

يمكن تقدير قدرة تحمل التربة عن طريق إجراء بعض الاختبارات الحقلية بالموقع

ومن هذه الاختبارات الشائعة ما يلي :

- ١- اختبار لوح التحميل (Plate loading Test).
- ٢- اختبار الاختراق القياسي (Standard Penetration Test) (S.P.T).

٥-٢٠-١ اختبار لوح التحميل (Plate Loading Test):

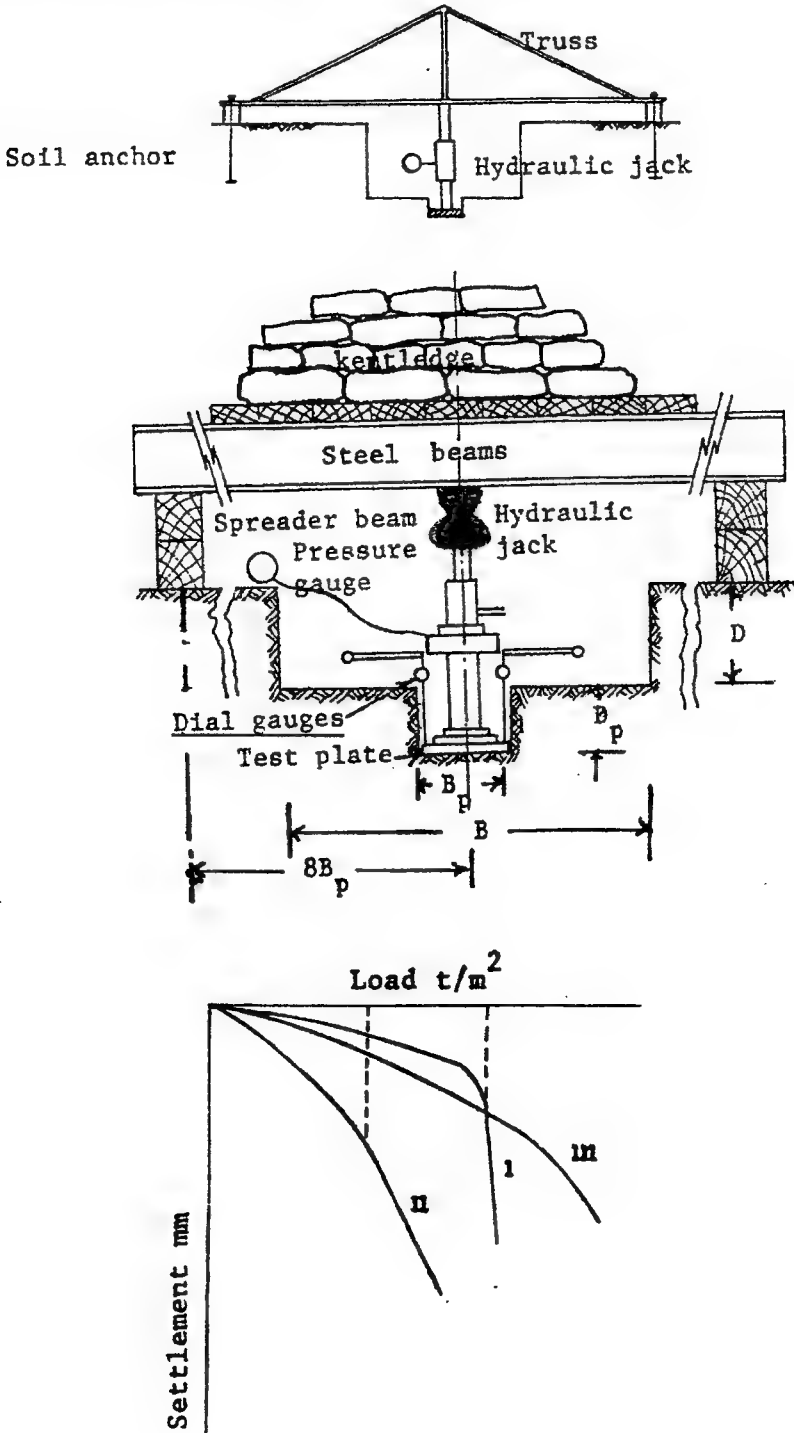
✳ الغرض من الاختبار:

الغرض من الاختبار هو تعيين أقصى قدرة تحمل للتربة عند منسوب التأسيس بالموقع (q_{ult}) للتحقق من القيمة المفروضة والمقترحة والمعطاة بالكودات المختلفة لتصميم الأساسات.

✳ طريقة الاختبار:

- تتلخص طريقة الاختبار بتحميل لوح جاسى من الصلب (بأبعاد تتراوح من ٣٠ سم إلى ٧٥ سم حسب ظروف الموقع) وهذا اللوح يرتكز على السطح العلوى للتربة المراد قياس قدرة تحملها داخل حفرة وليكن مثلاً عند منسوب التأسيس المقترح كما هو مبين بالشكل (٥-٥٩).

MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL



شكل (٥٩-٥)

- يتم تحميل اللوح إما بأحمال مية أو من خلال هيدروليك جاك يؤثر بضغط ضد رد فعل ألواح تحميل أو جمالونات من الحديد كما هو مبين.
- يتم التحميل ببطئ بمعدل يعادل ٥/١ قدرة التحميل الآمنة أو ١٠/١ من قيمة أقصى قدرة تحميل مقدرة ومحسوبة طبقاً للحسابات النظرية وذلك حتى الوصول إلى نقطة الانهيار.
- تحت تأثير الأحمال المؤثرة يتم قياس هبوط لوح التحميل (Settlement) وذلك باستخدام مقاييس انفعال ذات دقة حتى ٠,٠٢ مم.
- يتم تسجيل وقراءة عدادات الهبوط عند كل زيادة من الحمل وعند كل ١٢ ساعة من لحظة التأثير بالحمل.
- يتم الاستمرار في قياس وتسجيل مقدار الهبوط المصاحب لكل حمل حتى يصبح معدل الزيادة في الهبوط أقل من ٠,٠٢ مم لكل ساعة وعندئذ يتم إيقاف التجربة.
- يتم رسم العلاقة بين قيمة الحمل المؤثر ومقدار الهبوط المناظر له وذلك بمقياس رسم مناسب ويفضل أن يكون مقياس رسم لوغاريتمي بالنسبة للحمل كما هو وموضح بالشكل (٥-٥٩) حيث:
 - المنحنى (I) وفيه نقطة محددة للانهيار (ثبوت الحمل مع زيادة مطردة للهبوط).
 - المنحنى (II) وفيه تحدد نقطة الانهيار عندما تصبح وتميل العلاقة أشبه بخط مستقيم يمس منحنى البداية.
 - المنحنى (III) وفيه لا توجد نقطة محددة للانهيار وعليه يتم فرض هذه النقطة بأنها النقطة المناظرة لحدوث هبوط قدره ٥/١ عرض لوح التحميل بالمم وبذلك يتم تحديد قدرة تحمل اللوحة بأنه الحمل المناظر لنقطة الانهيار حسب طبيعة المنحنى.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه إذا لم يحدث انهيار للتربة تحت حمل يعادل ثلاثة أمثال الحمل التصميمي للقاعدة أو الأساس فإنه يكتفى بإنهاء الاختبار عند هذا الحد وبالتالي يعتبر الحمل التصميمي للقاعدة أو الأساس آمن ضد كل من المقاومة والهبوط.

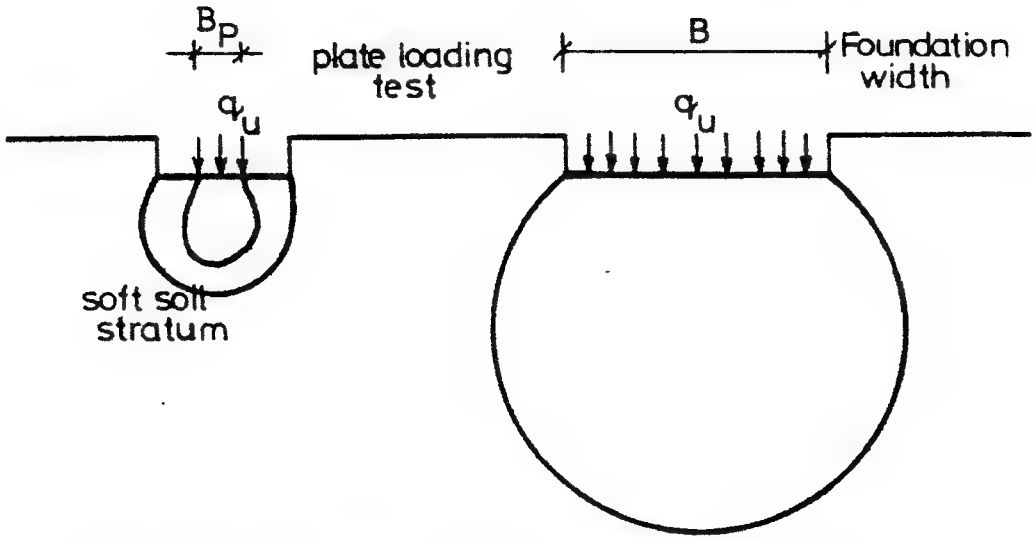
ملحوظات واعتبارات عامة وهامة لاختبار لوح التحميل:

يفضل إجراء هذا الاختبار فى الموقع عند منسوب التأسيس المقترح وذلك فى حالة تربة متجانسة لعمق كبير، أما إذا كانت التربة متعددة الطبقات فيجب إجراء هذا الاختبار عند كل طبقة حتى عمق يساوى ضعف عرض الأساس المقترح أسفل منسوب التأسيس وترسم العلاقة بين الحمل المؤثر وهبوط اللوحة كما هو مبين بالشكل (٥-٦٠) ويتم تحديد قدرة التحمل القصوى للوحة من المنحنى عند نقطة الانهيار كما ذكرنا وهى النقطة التى يحدث عندها تغييراً كبيراً فى ميل المنحنى وكما ذكرنا سابقاً حسب منحنى العلاقة بين الحمل والهبوط المناظر للوحة.

إن التأثير بالحمل على لوح التحميل ينتج عنه بصلة الضغط المعروفة (pressure bulb)، حيث يفترض أن يمتد تأثير الإجهادات الرأسية على التربة أسفل لوح التحميل حتى عمق يعادل حوالى ١,٥ مرة عرض اللوح (B_{pr}) كما هو مبين بالشكل (٥-٦٠) لذلك فإن نتائج اختبار التحميل تعبر عن مقاومة القص (shear strength) وهبوط التربة فى حدود تأثير بصلة الضغط المصاحبة ونتيجة فقط للوح التحميل، الأمر الذى يختلف الوضع فى حالة الأساس الحقيقى حيث أن بصلة الضغط وتأثير الإجهادات الرأسية على طبقات التربة أسفل الأساس الحقيقى يكون أعمق وأكبر من نظيره نتيجة للوح التحميل كما هو مبين بالشكل (٥-٦٠)، ولذلك يتضح أنه فى حالة وجود طبقة ضعيفة من التربة بعد عمق أكبر من منطقة تأثير بصلة اللوح فإنها سوف لا تؤثر على نتيجة الاختبار وبالتالي فإن النتائج المتحصل عليها تعتبر غير حقيقية، وبالتالي فإن اختبار لوح التحميل لا يمثل الحالة الحقيقية للتحميل. ولهذا السبب فإنه يتطلب الأمر فى هذه الحالة تنفيذ جسات استكشافية لأعماق كبيرة بغرض الحصول على معلومات كافية عن تتابع ونوعية وسمك طبقات التربة مع إجراء الاختبار

فى هذه الحالة عند كل طبقة حتى عمق يساوى ضعف عرض الأساس كما شرحنا سابقاً.

وينطوى اختبار التحميل باللوحه على بعض العيوب، فمثلاً يؤثر وجود بعض جيوب التربة الضعيفة قريباً من منسوب التأسيس تأثيراً كبيراً على نتائج الاختبار بينما يكون تأثير هذه الجيوب محدوداً فى حالة أساس عريض نسبياً.



شكل (٥-٦) طبيعة اختبار لوح التحميل وعلاقته بالتحميل الفعلى للأساس

تقدير قيمة التحمل القصوى وأقصى هبوط للأساسات الضحلة:

يمكن استخدام نتائج اختبار التحميل باللوحه لتقدير كل من قدرة التحمل القصوى وأقصى هبوط للأساسات الضحلة وفقاً لنوع التربة كما يلى :

أ) فى حالة التربة المتماسكة ($\phi = 0$):

إن اختبار لوح التحميل فى هذا النوع من التربة لا يعبر ولا يعطى قيمة مناسبة وحقيقية لأقصى هبوط وذلك نتيجة للتصلب المحتمل لهذا النوع من التربة والذي يستمر مدة طويلة أطول من مدة إجراء اختبار لوح التحميل.

MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL

- يمكن تقدير قيمة هبوط الأساسات بدلالة الهبوط المرصود من لوح التجربة وذلك فى حالة التربة الطينية المتجانسة والمشبعة بالمياه وذلك لعمق يتراوح ما بين مرتين إلى مرتين ونصف عرض الأساس $(2.0 B \rightarrow 2.5 B)$ وذلك طبقاً للمعادلة التالية :

$$\text{هبوط الأساس} = \text{هبوط اللوح} \times \frac{\text{عرض الأساس}}{\text{عرض اللوح}}$$

$$\text{i.e. } S_{\text{footing}} = S_{\text{plate}} \times \frac{B_{\text{footing}}}{B_{\text{plate}}} \quad *$$

- تبين أن أقصى قدرة تحمل لهذه النوعية من التربة المتماسكة لا تعتمد على أبعاد اللوح الأمر الذى يمكن القول بأن قدرة تحمل الأساس تعادل قدرة تحمل لوح التحميل.

$$\text{i.e. } Q_{\text{ult footing}} = Q_{\text{ult plate}}$$

(ب) فى حالة التربة الغير متماسكة $(C=0)$:

- إن هبوط الأساس المرتكز على تربة رملية غير متماسكة يمكن تقدير قيمته وقياسه من نتائج اختبار لوح التحميل حيث توجد علاقة بين هبوط الرمل تحت الأساس (S_{footing}) ذو العرض (B) وذلك نتيجة ضغط معين لوحدة المساحات من القاعدة والهبوط الناتج من لوح التحميل (S_{plate}) ذو الأبعاد 35×35 سم وذلك تحت نفس قيمة الضغط المؤثر على الأساس وهذه العلاقة هى :

$$S_{\text{footing}} (\text{هبوط اللوح})_{\text{cm}} = S_{\text{plate}} (\text{هبوط الأساس أو الرمل})_{\text{cm}} \times$$

$$\left[\frac{(2B \text{ (ضعف عرض اللوح)})^2}{35 + (B \text{ عرض اللوح})} \right] \quad *$$

- وأن جميع الوحدات فى هذه العلاقة بالسـم.
- إن قدرة التحمل القصوى للتربة الغير متماسكة (رمل أو زلط) تعتمد بصفة أساسية على أبعاد لوح التحميل الأمر الذى يمكن تقدير هذه القدرة من المعادلة التالية :

$$q_{ult \text{ footing}} = q_{ult \text{ plate}} \times \left(\frac{B_{\text{footing}}}{B_{\text{plate}}} \right) \quad \text{..... (5-43) } *$$

قدرة تحمل الأساس أو التربة أسفل الأساس = قدرة تحمل لوح التحميل
 $\times \frac{\text{عرض الأساس}}{\text{عرض لوح التحميل}}$

. هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يجب الحذر عند استخدام هذه المعادلة السابقة حيث أنها قد لا تعطي نتائج صحيحة في حالة وجود فرق كبير بين عرض الأساس وعرض اللوحة نظراً لتأثير قيمة زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة بمستوى الإجهادات المؤثرة. ولذلك يفضل إجراء عدة اختبارات باستخدام مقاسات مختلفة للوحة لاستنباط علاقة أكثر دقة بين العرض وقدرة التحميل.

(ج) في حالة التربة (C - ϕ):

. فى حالة التربة ذات مقاومة تماسك ومقاومة للاحتكاك والمعروفة بـ soil (C - ϕ) فإنه يمكن تقدير قدرة تحمل هذه النوعية من التربة باستخدام اختبار لوح التحميل بالطريقة المقترحة بواسطة معادل هاوزل (Housel) وهى :

$$V = A q + P S \quad \text{..... (5-44) } *$$

حيث (V) : هو مقدار الحمل الكلى الرأسى المؤثر على المساحة المعرضة للتحميل (A) سواء مساحة اللوح أو مساحة القاعدة أو الأساس (معلوم)

، (q) : قدرة تحمل التربة أسفل لوح التحميل أو الأساس أى أسفل المساحة (A) (مجهول)

، (P) : محيط اللوح المعرض إلى قص رأسى (معلوم)

، (S) : قيمة محيط القص (primeter shear) (مجهول)

وهذه الطريقة تتطلب الحصول على معلومات منظاراً لاختبارين من اختبارات تحميل اللوح وذلك حتى يمكننا تعيين المجاهيل (q) ، (S) كما سوف يتضح من المثال التالي.

مثال:

باستخدام طريقة هاوزل المطلوب تعيين أبعاد قاعدة أساس مربعة الشكل تتحمل حمل قدره $P = 60 \text{ t}$ وكانت نتائج اختبار تحميل باللوح على التربة عند منسوب التأسيس لتجربتين كالآتي :

- لوح أبعاده $35 \times 35 \text{ سم}$ وتحت حمل قدره 5.6 طن كان الهبوط المناظر هو 1.00 سم
- لوح أبعاده $50 \times 50 \text{ سم}$ وتحت حمل قدره 10 طن كان الهبوط المناظر هو نفس الهبوط السابق

الحل:

معادلة هاوزل هي

$$\therefore V = A q + P S$$

وبتطبيق نتائج اختبارات التحميل باستخدام معادلة هاوزل نحصل على معادلتين في كل من (q) ، (S) كما يلي :

$$\therefore 5.6 = 0.35 \times 0.35 \times q + 4 \times 0.35 S$$

$$\therefore 5.6 = 0.123 q + 1.4 S \quad \text{..... (i)}$$

$$10 = 0.5 \times 0.5 \times q + 4 \times 0.5 S$$

$$\therefore 10 = 0.25 q + 2.0 S \quad \text{..... (ii)}$$

$$S = 1.63 \text{ t/m}^2 , \quad q = 26.9 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{وبحل هاتين المعادلتين}$$

وبتطبيق معادلة هاوزل على القاعدة المربعة لنفس نوعية التربة وخواصها

$$\therefore P = B^2 q + 4 B S \quad \leftarrow B \text{ هو عرض الأساس}$$

وبالتعويض عن قيم (S) ، (q)

$$\therefore 60 = B^2 \times 26.9 + 4 B \times 1.63$$

$$\therefore 26.9 B^2 + 6.52 B - 60 = 0$$

$$\therefore B^2 + 0.24 B - 2.23 = 0$$

$$\therefore B = \frac{-0.24 \pm \sqrt{(0.24)^2 + 4 \times 1 \times 2.23}}{2} = \frac{-0.24 \pm 3.0}{2} = 1.38 \text{ ms}$$

أى أن عرض القاعدة المطلوب لمقاومة الحمل الواقع عليها هو $B = 1.4 \text{ ms}$ أى القاعدة بأبعاد $1.40 \times 1.40 \text{ م}$ لأقرب مم.

٥-٢-٢ اختبار الاختراق القياسى (Standard Penetration Test) (S.P.T):

- كما ذكرنا هذا الاختبار وهو أشهر أنواع المحسسات بالدق بند (٢-٣-٣-ج) حيث فى هذا الاختبار تدق ملعقة ملعقه قياسية (Standard sampler) فى قاع الجسة بواسطة مندالة وزنها ٦٢,٥ كجم تسقط من ارتفاع حر ٧٦ سم. يرصد عدد الدقات (N) اللازم لاختراق الملعقة التربة مسافة ٣٠ سم ويسمى العدد القياسى للدقات.
- تستخدم نتائج اختبار الاختراق القياسى التى تجرى فى جسة أو مجموعة جسات فى الموقع وذلك إذا كانت التربة فى الموقع تتكون من الطبقات الرملية وذلك فى تحديد الجهد الصافى الآمن المسموح به لتأسيس الأساسات الضحلة باعتبار أن هبوط الأساسات سيكون ٢٥ مم حيث أنه بمعلومية (N) عدد الدقات يمكن إيجاد وتقدير قيمة وحساب قدرة تحمل التربة المسموح بها بوحدات كيلو نيوتن/م^٢ وذلك من منحنيات ترزاجى وبيك (Terzaghi & Peck Charts) - شكل (٥-٦١) بدلالة عرض الأساس (B) بالمتر.

ملحوظات واعتبارات عامة عند استخدام نتائج اختبار الاختراق القياسى لتقدير

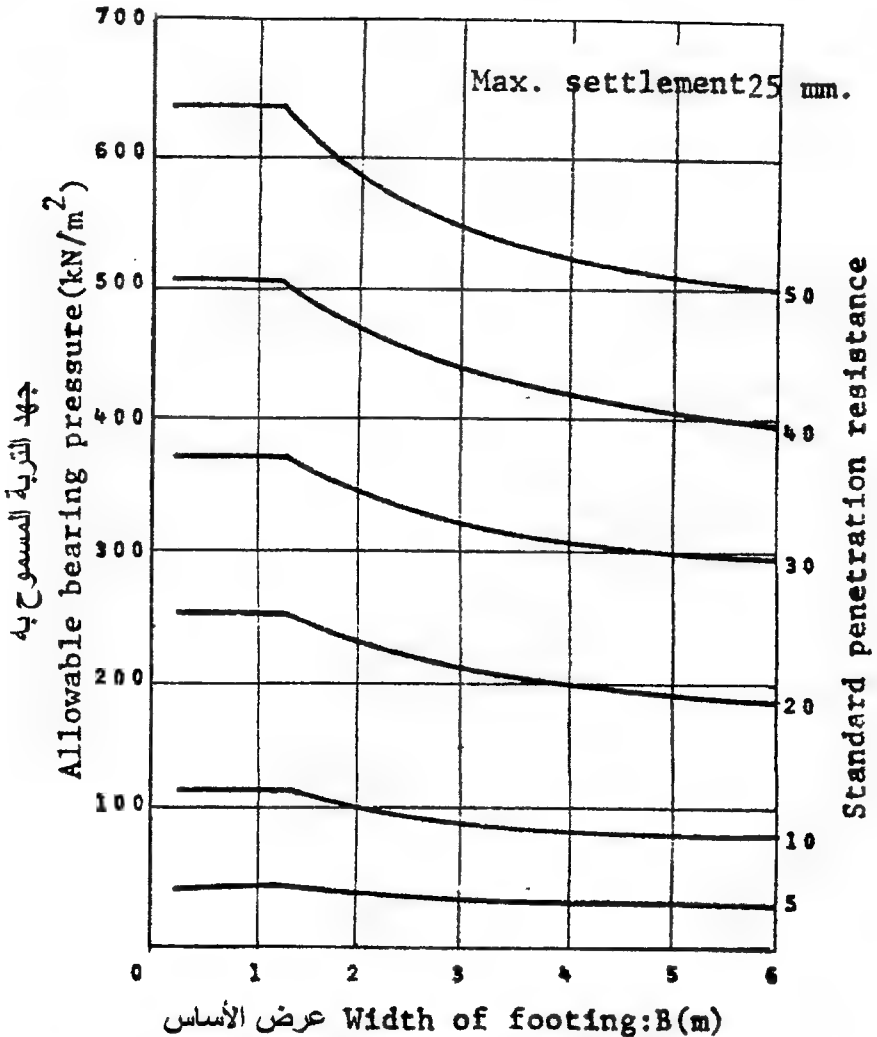
قدرة تحمل التربة [القيود على استخدام المنحنى - شكل (٥-٦١)]:

- المنحنى بالشكل (٥-٦١) والذى يبين العلاقة بين قدرة تحمل التربة المسموح بها وعدد الدقات وعرض الأساس مبنى على أساس وفرض أن منسوب المياه الجوفية على عمق (B) وهو عرض الأساس أسفل منسوب التأسيس وعليه فإنه

MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL

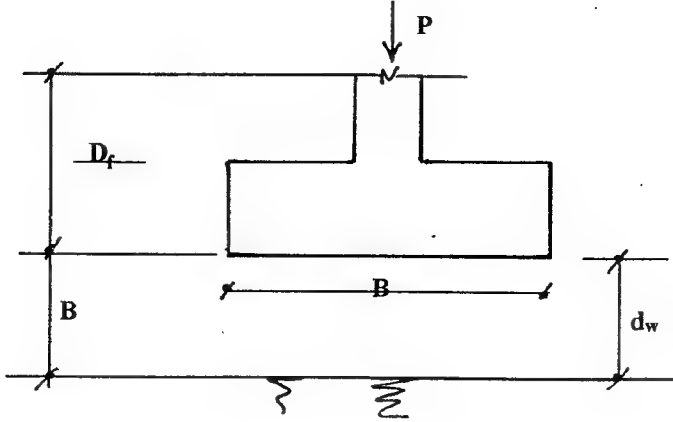
إذا ما كان منسوب المياه الجوفية على بعد أقل من الطول (B) وهو عرض الأساس فإنه في هذه الحالة يتم عمل تصحيح لقدرة تحمل التربة المسموح بها والمستخرجة من هذا الشكل وذلك بضربها في معامل تأثير المياه الجوفية (w_f) وهو أقل من الواحد ويتم تعيينه

$$w_f = 0.5 + \frac{d_w}{B} \times 0.5 \leq 1.0$$



شكل (٥-٦١) منحنى العلاقة بين قدرة تحمل التربة والمسموح بها (q_u) وعدد الدقات (N) وعرض الأساس (B)

حيث d_w هو عمق المياه أسفل منسوب التأسيس بالمتر كما هو موضح بالكروكي التالى



٢- المنحنى بالشكل (٥-٦١) مبنى على أساس هبوط كلى قدره ٢,٥ سم وعليه فإن قدرة تحمل التربة المناظرة لهبوط كلى آخر مقداره (S) يمكن تقديرها بفرض العلاقة خطية أى أن :

$$q_{all\ 2.5} \times 2.5 = q_{all\ S} \times S$$

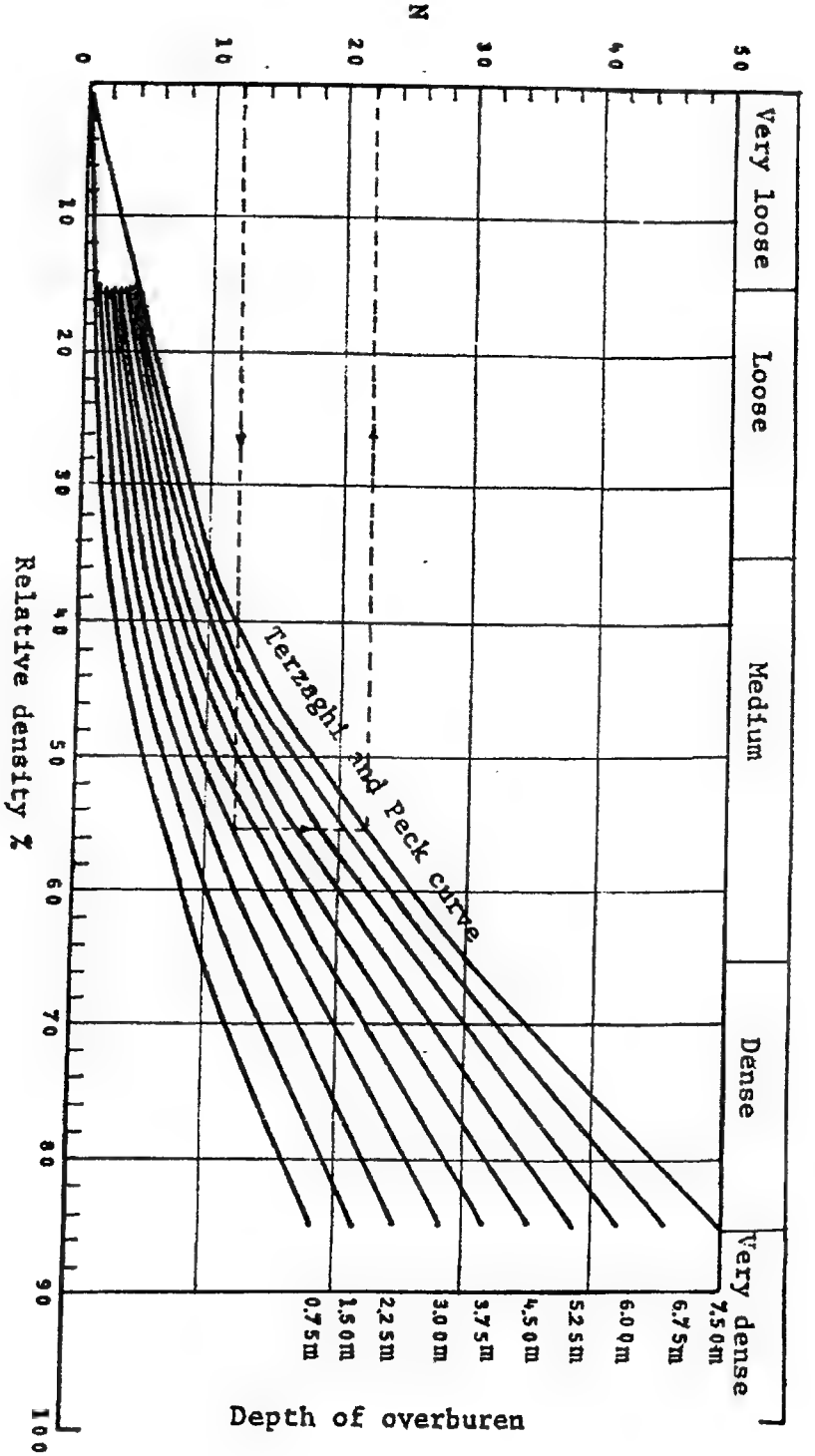
حيث $(q_{all\ 2.5})$ هو جهد التربة المسموح به المناظر لهبوط كلى قدره ٢,٥ سم ، $(q_{all\ S})$ هو جهد التربة المسموح به المناظر لهبوط كلى قدره S سم ،
٣- إذا كان الأساس من اللبشة ومنسوب المياه الجوفية على عمق لا يقل عن عرض اللبشة أسفل منسوب التأسيس يتم حساب جهد التربة الصافى المسموح به ما يعادل ضعف القيمة التى نحصل عليها من الرسم البيانى فى الشكل (٥-٦١). وإذا كانت المياه الجوفية عند منسوب التأسيس أو أعلاه يكون جهد التربة الصافى المسموح به هو نفس القيمة التى نحصل عليها من الرسم وبخلاف ذلك يتم عمل التصحيح اللازم كما ذكرنا سابقاً.

٤- إذا كان عدد الدقات (N) أكبر من (١٥) $(N > 15)$ نوصى بعمل التصحيح اللازم لهذا العدد وذلك نتيجة للرقم الغير صحيح المصاحب لضغط المياه المتولدة بين الفراغات وذلك كالاتى :

عدد الدقات الصحيح $(N_{cor}) = 10 + 0.5$ (عدد دقات الاختبار $(N) - 10$)
 أى أنه إذا كان عدد دقات الاختبار يعادل (30) فإن عدد الدقات الصحيحة يعادل
 $[(10 - 30) \cdot 0.5 + 10] = N_{cor} - 22.5$ أى
 وبعد ذلك يتم استخدام الشكل والمنحنى $(5-61)$.

٥- إن عدد الدقات (N) الذى يؤخذ فى الاعتبار عند تقدير قيمة الجهد الصافى المسموح للتربة باستخدام المنحنى بالشكل $(5-61)$ هو العدد الذى يعبر عن أقل متوسط لعدد الدقات المصححة التى تم الحصول عليها خلال المسافة من عمق التأسيس إلى عمق التأسيس مضافاً إليه عرض القاعدة وذلك لجميع الجسات المنفذة.

٦- المنحنى بالشكل $(5-61)$ مبنى على أساس عدد الدقات (N) بدون أخذ تأثير وزن عمود التراب (overburden pressure) فوق منسوب التأسيس حيث أن هذا له تأثير كبير ومحسوس على رقم الاختراق (N) . فمثلاً للتربة الرملية التى لها نفس درجة الكثافة النسبية (relative density) تعطى عدد دقات اختراق كبير عند الأعماق الكبيرة بالمقارنة بالأعماق الصغيرة لنفس التربة، الأمر الذى يستلزم ضرورة عمل التصحيح اللازم لأخذ وزن عمود التربة الفعال فى الاعتبار. ويبين الشكل $(5-62)$ العلاقة بين عدد الدقات (N) والكثافة النسبية للتربة الرملية وعمق عمود التربة الفعال عند النقطة أو المستوى المقدر عنده والمناظر لعدد الدقات (N) ، فى هذا المنحنى والشكل $(5-62)$ المبين عليه منحنى ترزاجى وبيك وهو المنحنى المناظر لعمق عمود تربة فعال قدره 7.5 م لتربة رملية جافة أى عند وزن عمود تراب قدره (γD) يعادل $1.9 \times 7.5 = 14.25$ طن/م². لذلك يجب ضرورة عمل التصحيح الملائم والمناظر لأخذ وزن عمود التربة الفعال فى الاعتبار واختلافه عن القيمة التى بنى عليها منحنى ترزاجى وبيك كما سوف يرد فى المثال التالى.



شكل (٥-٦) منحنى العلاقة بين عدد الدقات (N) والكثافة النسبية للتربة ووزن عمود التراب عند المستوى المحسوب عنده عدد

الدقات للتربة الرملية

مثال:

المطلوب تعيين وتقدير قيمة جهد التربة المسموح به لتربة رملية أسفل قاعدة أبعادها $3,5 \times 3,5$ م ومنسوب تأسيسها هو ٣,٠٠ متر مع العلم بأن منسوب المياه الجوفية على عمق ٢,٥ م أسفل منسوب سطح الأرض وأن عدد الدقات لجهاز الاختراق القياسى هو (١٤).

الحل:

- يتم تصحيح عدد الدقات (N) ليأخذ فى الاعتبار تأثير وزن عمود التراب (overburden pressure) وذلك كالاتى :
- $N = 14$ عند عمق تأسيس يعادل ٣,٠٠ متر وباستخدام المنحنى شكل (٦١-٥) وبدلالة $N = 14$ وعمق ٣,٠٠ متر يتم إيجاد (N) المصححة المناظرة لترزاجى (عند عمق ٧,٥ متر) حيث $N = 24$
- ومن منحنى الشكل (٦١-٥) بدلالة كل من ($N = 24$) المصححة وعرض الأساس $B = 3.5$ m يتم إيجاد قيمة جهد التربة المسموح به (q_{all}) وهى تعادل ٢٤ نيوتن/م^٢ أى ٢,٤ كجم/سم^٢.
- يتم تصحيح جهد التربة المسموح به (q_{all}) ليأخذ فى الاعتبار تأثير منسوب المياه الجوفية وهو على عمق يعادل ٠,٥ متر أسفل منسوب التأسيس ($d_w = 0.5$ m) وعليه فإن معامل التصحيح

$$w_y = 0.5 + 0.5 \times \frac{d_w}{B}$$

$$= 0.5 + 0.5 \times \frac{0.5}{3.5} = 0.57$$

أى أن جهد التربة المسموح به يعادل

$$q_{all} = 0.57 \times 2.4 = 1.37 \text{ kg/cm}^2$$

٥-٣١ تقدير قدرة تحمل التربة المسموح بها طبقاً لكودات**التصميم للأساسات:****5-21 Safe Bearing Capacity for Soils According to Foundation Design Building Codes:**

* كما هو معروف أن هناك عوامل عديدة ومختلفة تؤثر على قدرة تحمل التربة للأساسات بالإضافة إلى أنه لا يمكن تقدير قدرة التحمل المسموح به معتمدة فقط على المقاومة القصوى للتربة دون أخذ تأثير الهبوط في الاعتبار الأمر الذي يمكن القول بأنه من الصعب تعميم قيم افتراضية لقدرة التحمل المسموح بها، ولكن لأغراض التصميم المبدئي فإنه من الأهمية بمكان ضرورة أن تتوافر لدى المصمم قيم افتراضية أولية للاسترشاد بها لقدرة تحمل التربة المسموح بها - لذلك فقد وضعت معظم كودات العالم لتصميم الأساسات ومن ضمنها الكود المصرى قيمة استرشادية أولية لقدرة التحمل المسموح بها للتربة وذلك حسب طبيعة ونوع التربة أسفل منسوب التأسيس مع بعض التحفظات الخاصة بذلك كما هو وارد فى الجدول (٥-١٧) حيث أن هذه القيم لم تأخذ فى الاعتبار ما يلى :

- ١- اختلاف طبقات التربة أسفل الأساس.
 - ٢- حجم وشكل وعمق الأساسات.
 - ٣- نوع وطبيعة المنشأ فوق سطح الأرض.
 - ٤- الخواص الطبيعية والميكانيكية الحقيقية للتربة أسفل الأساسات.
- لذلك يجب على المصمم بعد ذلك تحديد هذه الخواص بتجارب حقلية وأخرى معملية لحساب قدرة تحمل التربة الحقيقية ومقارنته بما تم فرضه أولاً طبقاً للقيم المعطاة فى الجدول (٥-١٧) للاسترشاد فقط.

جدول (٥-١٧) القيم التقديرية لقدرة التحمل المسموح بها للتربة والصخور

نوع التربة	وصف التربة	قدرة التحمل (كجم/سم ^٢)	ملاحظات
صخور (Rocks)	١- صخور مكونة نارية أو متحولة ٢- صخور رقائقية متحولة (حجر طميي-حجر رملي-حجر جيرى) ٣- صخور رخوة	٧٠ ٤٠ - ٢٠ ١٠ - ٥	
التربة الغير متماسكة Cohesion less soil	١- رمل جيد الدمك أو خليط من رمل وزلط ٢- رمل سائب وجيد التدرج أو خليط من زلط ورمل سائب ٣- رمل مدموك وجيد التدرج ٤- رمل سائب وجيد التدرج	جاف ٥ - ٣,٥ ١,٥ - ٣ ١,٥ - ٢ ١,٥ - ٠,٥	مغمور ٢,٥ - ١,٧٥ ١,٥ - ٠,٥٠ ١,٥ - ٠,٥٠ ٠,٥ - ٠,٢٥
التربة المتماسكة Cohesive soil	طين متجانس غير عضوى أو طين رملي أو طين طميي أو طيني	أكبر من ٤,٠٠ ٤,٠٠ - ٢,٠٠ ٢,٠٠ - ١,٠٠ ١,٠٠ - ٠,٥ ٠,٥ - ٠,٢٥ أقل من ٠,٢٥	هذه المجموعة عرضة للهبوط نتيجة التضغوط على المدى الطويل (التصلب)
	طين غير عضوى أو طمي رملي	٢ - ١,٠٠	

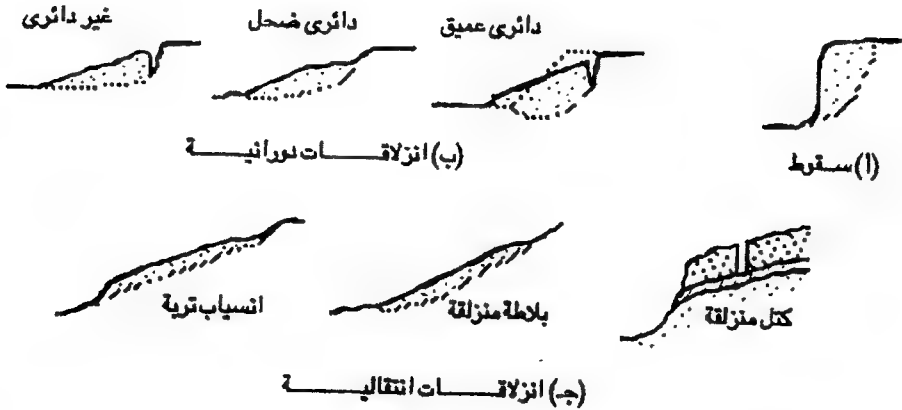
ملحوظة: القيم المعطاة بعاليه تناظر الحالة التى عندها منسوب المياه الجوفية عند منسوب التأسيس أو على عمق أقل من عرض الأساس

٥-٢٣ اتزان ميول الأتربة وحمايتها:

- فى بعض الأحيان قد تتعرض التربة الطبيعية أو المدموكة صناعياً ذات السطح المائل إلى الانهيار. يتمثل هذا الانهيار فى تحرك كتلة علوية من التربة على سطح انزلاق بالنسبة للأرض السفلية الثابتة، حركة كبيرة تغير من شكل الأرض وتؤثر على سلامة المنشآت المجاورة للميل فى أعلاه وعند أسفله.
- إن انزلاق ميول التربة يحدث نتيجة لتأثير الجاذبية الأرضية أو انسياب المياه أو الهزات الأرضية وذلك إذا كانت الإجهادات الناشئة من القوى المسببة لعدم

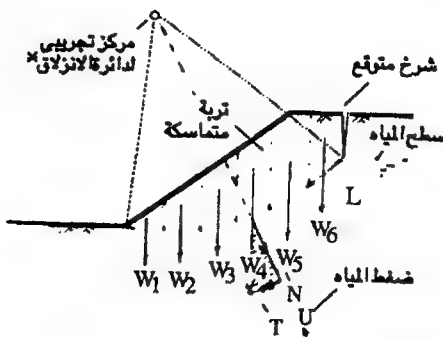
الانزان أكبر من مقاومة القص على أحد أو عدة أسطح ومستويات بالتربة عند هذه الميول.

يبين الشكل (٥-٦٣) بعض أشكال الانهيارات لميول التربة الطينية التي يمكن حصرها في ثلاثة ظواهر هي : السقطات شكل (أ) - الانزلاقات الدورانية شكل (ب) - الانزلاقات الانتقالية.



شكل (٥-٦٣) بعض الأنماط وأشكال الانهيارات الرئيسية لميول التربة الطينية

في التربة الرملية يتزن ميل الأرض إذا كانت زاوية الميل أقل من زاوية الاحتكاك الطبيعي للتربة (زاوية الترييح الطبيعي ϕ)، أما في التربة التي لها تماسك فيتم تحليل الانزان بطرق حسابية مختلفة أبسطها الموضح في الشكل (٥-٦٤).



* يتم تجربة مراكز دورانية مختلفة للحصول على أدنى قيمة لمعامل الأمان (F.S.)

$$F.S. = \frac{c' L + \sum (N - U) \tan \phi'}{\sum T}$$

تربة رملية

$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

معامل الأمان

تربة رملية تتساقط المياه خلالها

$$F.S. = \frac{1}{2} \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

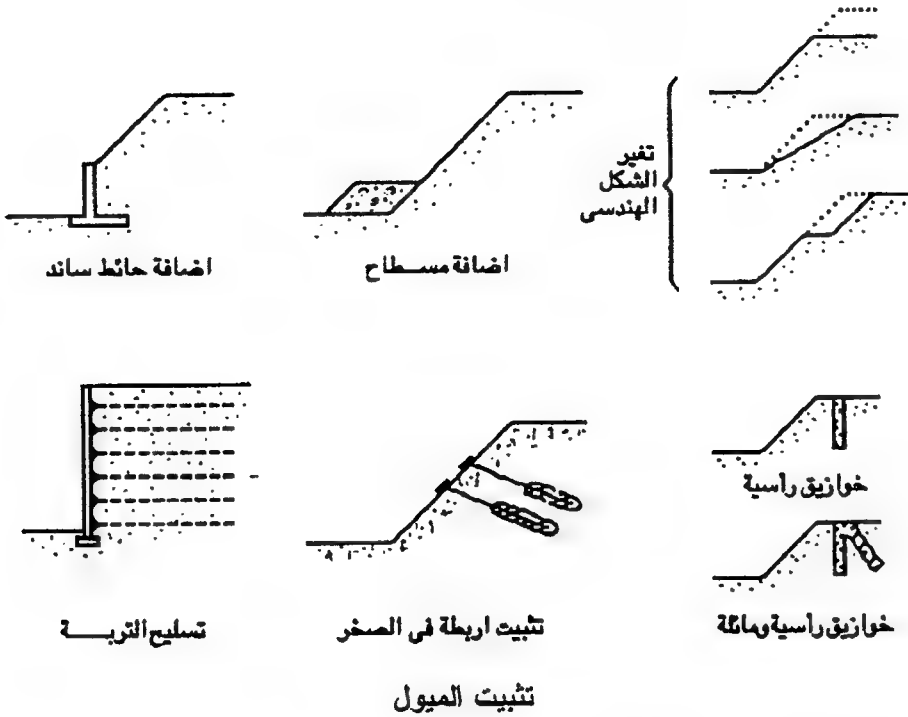
شكل (٥-٦٤) تحليل انزان ميول التربة الرملية والمتماسكة

• لتثبيت الميول وزيادة معامل الأمان ضد انهيارها يتم عمل الآتى :

(أ) تعديل الشكل الهندسى للميل بتغيير أبعاده أو بإضافة مسطح أو باستخدام السند بالحوائط أو التدعيم بالخوازيق الرأسية والمائلة واستخدام الأربطة، الشكل التالى.

(ب) التحكم فى تسرب المياه إلى الميل.

(جـ) الحقن بالأسمنت.



ولحماية الميول يمكن عمل الآتى :


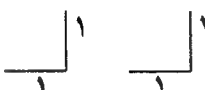


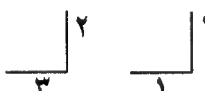


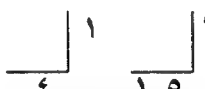
(أ) التدبيرش.

(ب) الزراعة.

(جـ) التغطية بالخرسانة.

• يوضح الجدول (٥-١٨) ميول الحفر لأنواع التربة المختلفة حتى تكون مترنة.

جدول (٥-١٨)

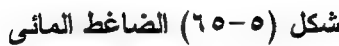
نوع التربة	عمق الحفر		
	أقل من ٥ لتر	٥ - ١٠ متر	أكبر من ١٠ متر
تربة شديدة التماسك			 مع عمل مساطيح
متوسطة التماسك			 مع عمل مساطيح
ضعيفة التماسك		 أو استعمال مساطيح أو عمل ستائر سائدة أو صفر مرحلى	ستائر سائدة أو صفر مرحلى

٥-٢٣ حركة المياه في التربة ونفاذيتها:

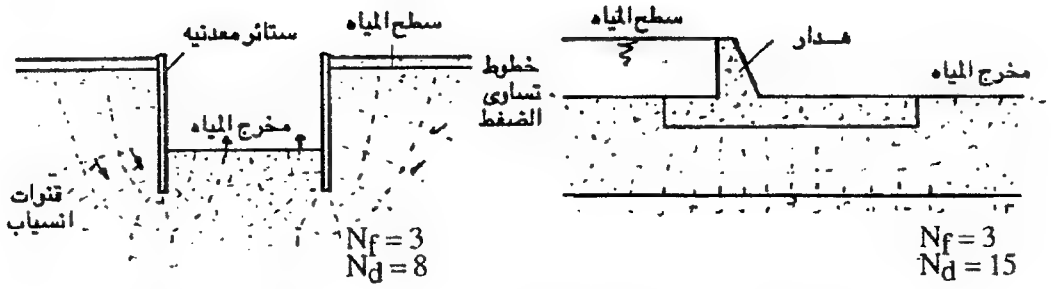
5-23 Moisture Movement in Soil and Its Permeability:

٥-٢٣-١ مقدمة:

- كما هو معروف من الحقائق العلمية أن المياه الجوفية في التربة تتحرك داخلها إذا تعرضت لاختلاف في منسوب المياه على جانبيها وخلال كتلتها وهذا الاختلاف في منسوب المياه يسمى بالضاغط المائي (hydrostatic pressure). وأن حركة المياه هذه تكون سريعة وتكون ملحوظة إذا كانت التربة رملية وتكون بطيئة إذا كانت التربة طينية أو طينية متماسكة.
- وكمثال لذلك وبيان هذه الحركة فإنه إذا ما حفرنا في موقع ما بغرض تنفيذ أساسات لمنشأ ما وامتد الحفر أسفل منسوب المياه الجوفية بالموقع نتيجة لذلك سيتولد ضاغط مائي على جدار الحفر يصل إلى أقصى قيمة له عند منسوب قاع الحفر وهذا الضاغط (وزن عمود الماء أعلى منسوب قاع الحفر) يسبب تحرك المياه لتنساب داخل الحفرة من كل من جوانب وقاع الحفر كما هو مبين بالكروكي - شكل (٥-٦٥).



- ۲۱۷ -



ومن أمثلة حركة المياه أيضاً هي خلال التربة المحصورة بين مجريين مائيين (أ)، (ب) في أرض طينية بها طبقة رملية وأن منسوب المياه في هذين المجريين غير متساوي مما يسبب وجود ضاغط مائي قدره هو فرق الارتفاع في منسوب المياه بين المجريين وبناء عليه فإنه سوف يحدث سريان للمياه من التربة (أ) إلى التربة (ب) وبالتالي فافقد في المياه من التربة (أ) إلى التربة (ب) وهذا الفاقد يعرف بالتصرف ويمكن حسابه كما يلي :



من الشكل :

- الضاغط المائي = $15,00 - 18,40 = 3,40$ متر

- المسافة بين المجريين = 200 متر

- الانحدار الهيدروليكي (i) = $\frac{\text{الضاغط المائي}}{\text{المسافة}} = \frac{3,40}{200} = 0,017$

- بتطبيق قانون دارسي :

سرعة المياه في التربة = معامل النفاذية للتربة \times الانحدار الهيدروليكي

فإذا ما تم فرض معامل نفاذية التربة يعادل 0,1 سم/ث فإن

سرعة المياه في التربة = $0,1 \times 0,017 = 0,0017$ سم/ث = $0,000017$ متر/ث

∴ التصريف (مقدار الفاقد من المياه للمتر الطولى) = السرعة × المساحة

$$= 0.000017 \times 0.8$$

$$= 0.0000136 \text{ م}^3/\text{ث/متر طولى}$$

$$= 1.175 \text{ م}^3/\text{يوم/متر طولى}$$

٥-٢٣-٣ تعيين معامل النفاذية للتربة:

• وهذا يتم بطريقتين إما فى المعمل أو فى الموقع

أ) تعيين معامل النفاذية فى المعمل:

- يتم معامل النفاذية فى المعمل على عينة من التربة باستخدام جهاز النفاذية ذو الضاغط المائى الثابت [وذلك فى حالة التربة عالية النفاذية مثل الرمل الخ] وذو الضاغط المائى المتغير [وذلك فى حالة التربة قليلة النفاذية مثل التربة الطميية أو الطينية].

• معامل النفاذية بطريقة الضاغط المائى الثابت:

- يبين الشكل (٥-٦٦) جهاز معامل النفاذية ذو الضاغط المائى الثابت حيث يتم فى هذه التجربة تمرير المياه خلال التربة من خزان علوى سطح المياه به على منسوب ثابت. بعد ذلك تتجمع المياه المنصرفة خلال زمن معين (دقيقة أو أكثر حسب كمية المياه) فى مخبر مدرج.
- يتم حساب معامل النفاذية من المعادلة التالية :

$$K = \frac{V \cdot L}{A \cdot H \cdot t} \quad \dots\dots\dots (5-46) \quad *$$

حيث (K) = معامل النفاذية سم/ث

، (V) = حجم الماء المجتمع بالمخبر سم^٣

، (L) = طول العينة بين مخرجى الأنابيب الرأسية (سم)

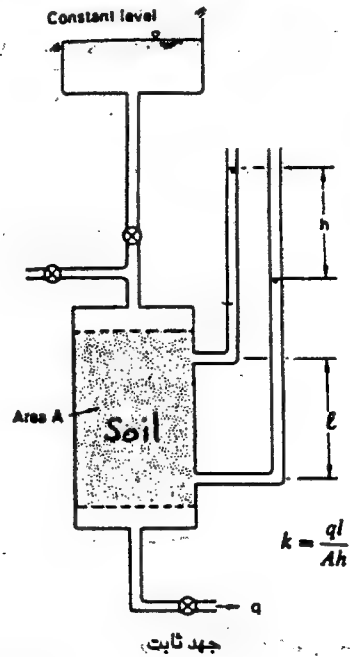
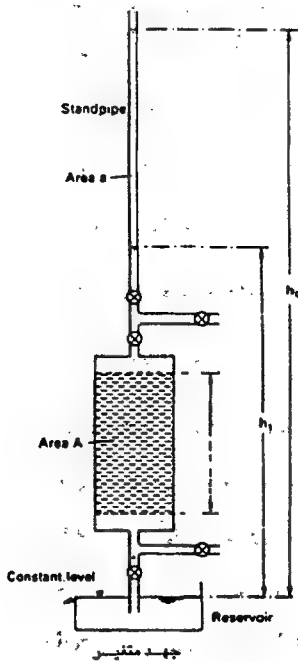
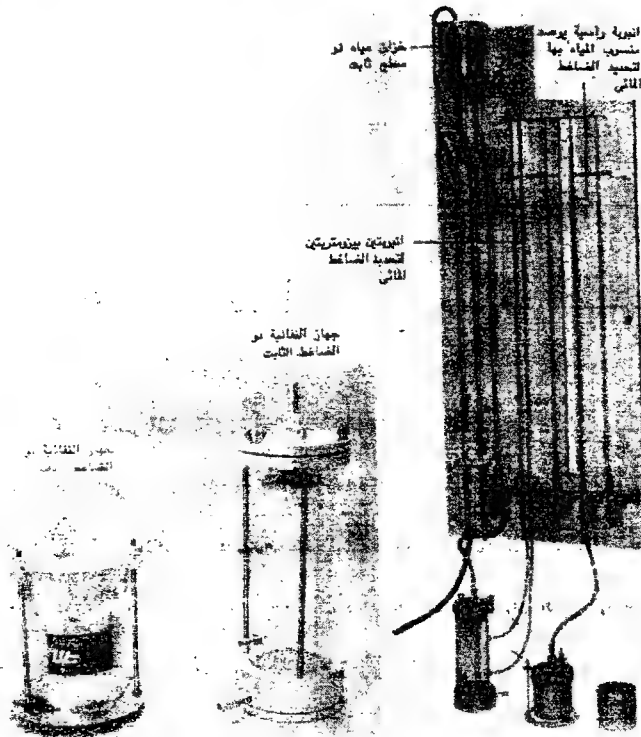
، (A) = مساحة مقطع العينة (سم^٢)

، (H) = الضاغط المائى [الفرق بين منسوبى المياه فى الأنابيب الرأسية

(سم)]

، (t) = زمن تجمع المياه المنصرفة بالثانية

MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL



شكل (٥-٦٦) جهاز النفاذية ذو الضاغط المائي الثابت والمتغير

❖ معامل النفاذية بطريقة الضاغط المائي المتغير:

• فى هذه الحالة يتم استخدام جهاز النفاذية بطريقة الضاغط المائي المتغير والمبين بالشكل (٥-٦٦) حيث يوضع القالب الموضح بالصورة داخل صينية مملوءة بالمياه بحيث يكون منسوب المياه بها أعلى من منسوب أسفل العينة داخل القالب.

• يتم ملئ الأنبوبة الزجاجية الرأسية بالمياه ثم يتم فتح الصمام لتنساب المياه منها إلى أعلى القالب المحتوى على العينة لتخرج من أسفل.

• يكون الضاغط المائي فى هذه الحالة هو فرق منسوب المياه بالصينية من منسوب المياه بالأنبوبة. متغيراً إذ ينخفض سطح المياه بالأنبوبة تدريجياً.

• يتم تسجيل قيمتين للضاغط المائي (H_1) ، (H_2) خلال فترة زمنية مناسبة (t_1) .

• يتم حساب معامل نفاذية التربة من المعادلة

$$K = \frac{2.3 a \cdot L}{A \cdot t_1} \log_{10} \frac{H_1}{H_2} \quad \dots\dots\dots (5-47) *$$

حيث (K) = معامل النفاذية (سم/ث)

، (a) = مساحة مقطع الأنبوبة الزجاجية (سم^٢)

، (L) = طول العينة (سم)

، (A) = مساحة مقطع العينة (سم^٢)

، (H_1) ، (H_2) = قيم الضاغط المائي (سم) خلال فترة زمنية (t_1) بالثانية

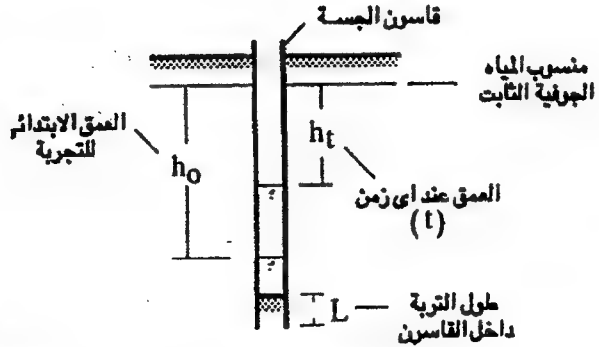
ب / تعيين معامل النفاذية بالموقع:

• يبين الشكل (٥-٦٧) تجربة تعيين معامل النفاذية للتربة أثناء تنفيذ

الجسات بالموقع باستخدام طريقتى الضاغط المتغير الصاعد أو النازل.

• عندما يصل عمق الجسة أثناء تنفيذها إلى الطبقة المراد معرفة معامل نفاذيتها يتوقف الحفر لترتفع المياه بالجسة إلى منسوب ثابت وهو منسوب المياه الجوفية.

- يتم سحب المياه من القاييسون لعمق مناسب أسفل المياه الجوفية وذلك فى حالة إجراء تجربة الضاغط المتغير الصاعد، أو بالعكس تضاف مياه داخل القاييسون لارتفاع مناسب أعلى من منسوب المياه الجوفية فى حالة إجراء تجربة الضاغط المتغير النازل. وفى كلتا الحالتين تؤخذ القياسات لفرق منسوب المياه داخل وخارج الجسة فى أزمنة مختلفة شكل (٥-٦٧).



شكل (٥-٦٧) تجربة تعيين
معامل النفاذية للتربة فى الجسة

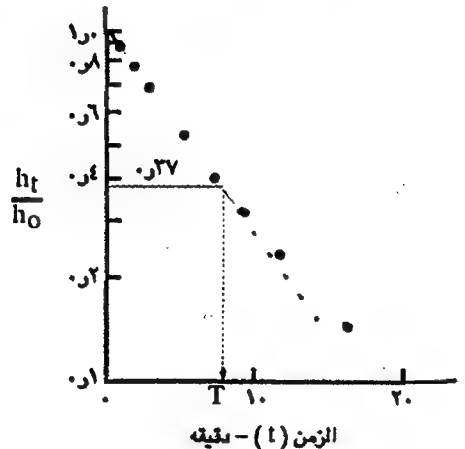
- يتم توقيع النقط الخاصة بالنسبة بين العمقين (h_t / h_0) المقابلة للزمن (t) على رسم بيانى كما هو مبين بالشكل (٥-٦٨).
- يتم إيجاد معامل نفاذية التربة بالتطبيق فى المعادلة التالية :

$$K = \frac{A}{F \cdot T} \quad \text{.....} \quad (5-48) *$$

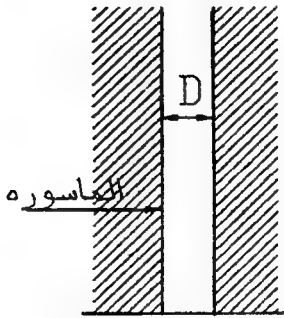
حيث (K) = معامل نفاذية التربة

، (A) = مساحة مقطع الجسة

، (F) = معامل يسمى معامل المأخذ يتم حساب قيمته من الشكل (٥-٦٩)

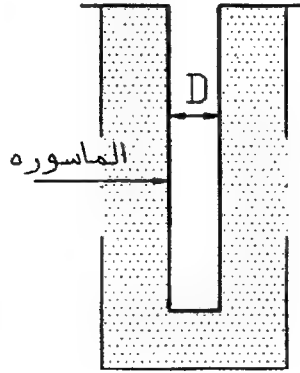


شكل (٥-٦٨) طريقة تمثيل نتائج تجربة
إيجاد معامل نفاذية التربة فى الجسة



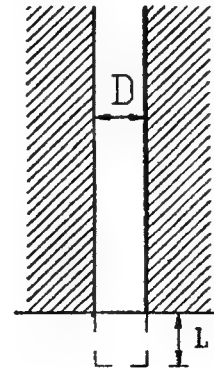
حاله انطباق التربه فى اسفل
الحفرة على تربه غير منفذه
للمياه

$$F=2D$$



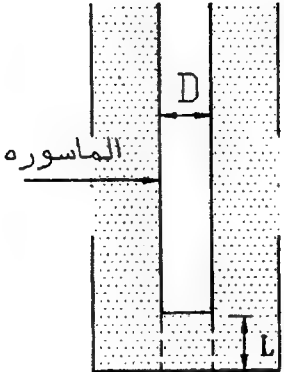
حاله وجود تربه عاديه
منفذه فى اسفل الحفرة

$$F=2.75 D$$



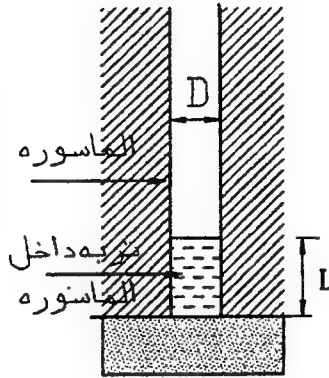
نقطه بنتر او حفرة ممتده فى
تربه غير منفذه للماء

$$F = \frac{2L}{\log_e \left\{ (2L/D) + \sqrt{[1 + (2L)^2/D]} \right\}}$$



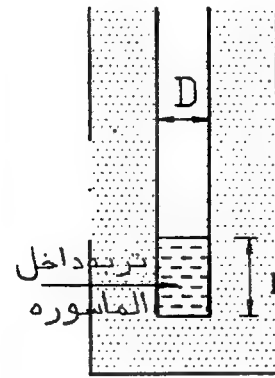
نقطه بنتر او حفرة ممتده فى
تربه عاديه منفذه

$$F = \frac{2\pi L}{\log_e \left[(L/D) + \sqrt{1 + (L/D)^2} \right]}$$



تربه داخل ماسوره واسفلها
تربه غير منفذه للمياه

$$F = \frac{2D}{1 + (8/\pi)(L/D)}$$



تربه داخل ماسوره واسفلها
تربه عاديه منفذه

$$F = \frac{2.75 D}{1 + (11/\pi)(L/D)}$$

شكل (٥-٦٩)

هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يمكن أيضاً تحديد معامل نفاذية الطبقة الحاملة للمياه في التربة من بيانات الضخ من الآبار حيث يوضح الشكل (٥-٧٠) بئر ضخ به طلمبة غاطسة تعمل بالطاقة الكهربائية وبيزومتريين (البيزومتر هو أنبوبة قطر ٢ بوصة الجزء السفلى منها مخرم وحوله فلتر من الرمل الحرش أو الزلط الرفيع)، ويقاس تصرف البئر (Q) ومنسوب المياه من البيزومتريين يمكن حساب معامل نفاذية التربة كما يلي:

$$K = \frac{Q}{2 \pi K G} \times \frac{2.3 \log_{10} \frac{r_2}{r_1}}{h_2 - h_1} \quad \text{.....} \quad (5-49) \quad *$$

حيث (K) : معامل النفاذية

(r₁) ، (r₂) : بعد البيزومتريين عن البئر في المسقط الأفقي

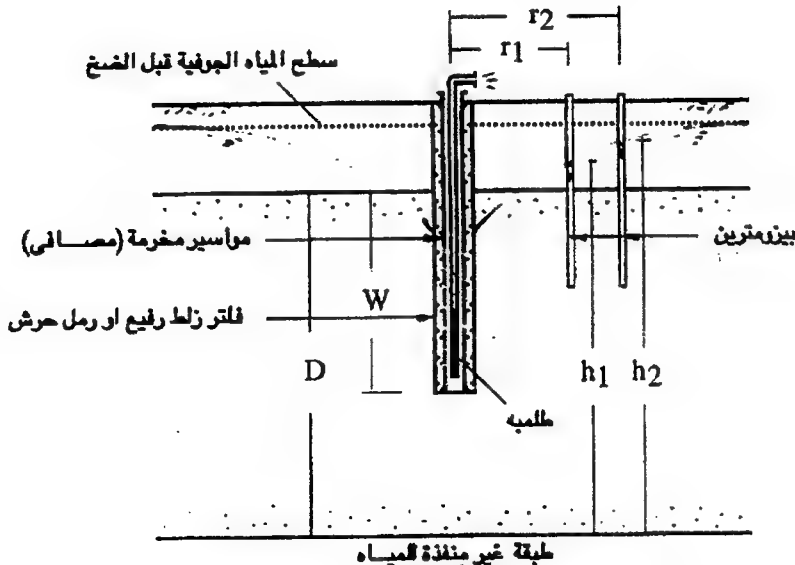
(h₁) ، (h₂) : ارتفاع المياه في البيزومتريين مقاساً من نهاية الطبقة الحاملة للمياه

(D) : سمك الطبقة الحاملة للمياه

(Q) : تصرف البئر (مقدار المياه المسحوبة منه)

(G) : معامل تصحيح أقل من الواحد الصحيح وهو يتوقف على نسبة

$\left(\frac{W}{D}\right)$ حيث (W) ، (D) كما هو مبين بالشكل (٥-٧٠)



شكل (٥-٧٠) قياس معامل النفاذية وخفض المياه الجوفية باستخدام الآبار العميقة

- يبين الجدول (٥-١٩) بعض قيم معامل النفاذية (K) لعدة أنواع من التربة.

جدول (٥-١٩) معامل النفاذية (K) لأنواع من التربة

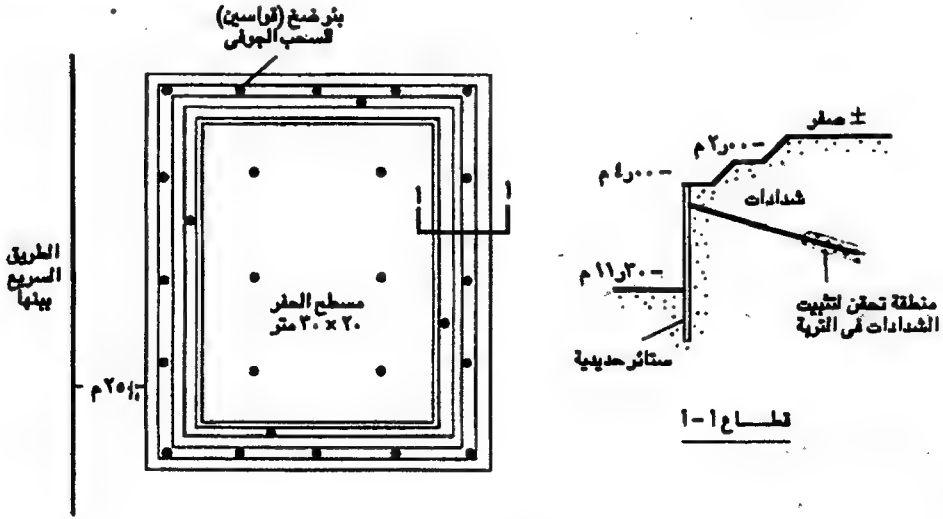
خواص الصرف	معامل النفاذية (K) (سم/ث)	درجة النفاذية النسبية	نوع التربة
جيدة	١ - ١٠	عالية	زلط نظيف
جيدة	١ - ١٠ ^٢	متوسطة	رمل نظيف - خليط من رمل وزلط
متوسطة إلى ضعيفة	١٠ ^٢ - ١٠ ^٥	منخفضة	رمل ناعم - طمي
ضعيفة وعملياً غير منفذة	١٠ ^٤ - ١٠ ^٧	منخفضة جداً	خليط من رمل و طمي وطين
عملياً غير منفذة	أقل من ١٠ ^{-٧}	منخفضة جداً وعملياً غير منفذة	طين متجانس

- هذا ويجب التنويه إلى أن فكرة الآبار العميقة المبينة بالشكل (٥-٧٠) تستخدم في غرضين هما :

- ١- الحصول على المياه للتغذية والزراعة.
- ٢- خفض منسوب المياه الجوفية لإمكان تنفيذ منشأ ما تحت سطح الأرض أسفل منسوب المياه الجوفية بمسافة أكبر من حوالي ٧,٠٠ متر.

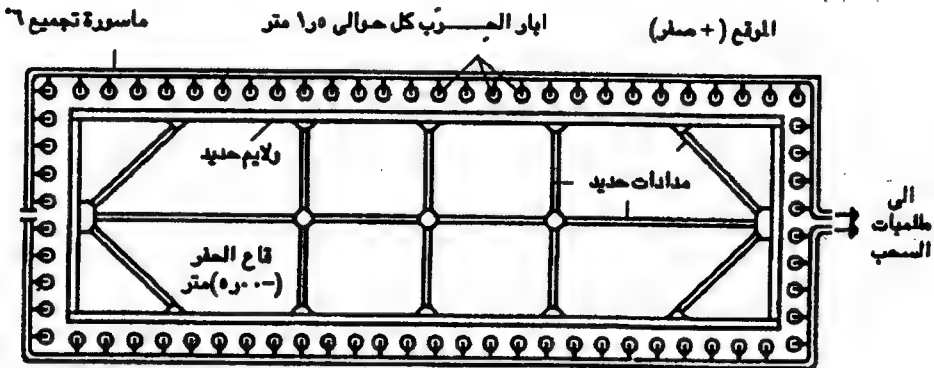
- هذا ونود الإشارة هنا إلى أن طريقة خفض منسوب المياه الجوفية تتوقف على عمق المياه المراد تخفيضه وذلك كالاتي :

- ١- إذا كان خفض المياه الجوفية بمسافة أكبر من ٧,٠٠ متر تستخدم طريقة الآبار العميقة كما ذكرنا ويبين الشكل (٥-٧١) مخطط لآبار عميقة استخدمت في خفض المياه الجوفية لتنفيذ أساسات محطة رفع بينها.



شكل (٧١-٥)

- ii - إذا كان خفض المياه الجوفية لا يتعدى ٧,٠٠ متر والطبقة الحاملة للمياه رملية تستخدم طريقة ونظام الحرب في عملية السحب الجوفى كما هو مبين بالشكل (٧٣-٥) حيث فى هذا النظام تعمل الظلمبة على سحب المياه من ماسورة تجميع قطر ٦ بوصة تسحب بدورها المياه من الحرب التى تتكون من مواسير رأسية قطر ٢ بوصة فى نهايتها السفلى مصفاة لإمكان انسياب المياه من التربة إلى داخل الحربة كما هو مبين بالشكل (٧٣-٥).



شكل (٧٢-٥)

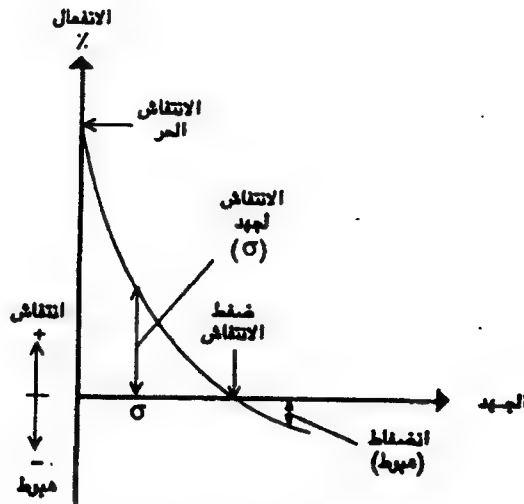
٥-٢٤ انتفاش التربة وضغط الانتفاش:

٥-٢٤-١ تعريف:

★ إن بعض أنواع معينة من التربة تحتوى على أنواع معينة من بلورات الطين، هذه البلورات لها خاصية إمكان استيعاب مياه داخل نسيجها البلورى فيؤدى ذلك إلى زيادة حجم البلورات والذى يطلق عليه انتفاشها، وإذا أثرت قوة للحد من الانتفاش ومنعه أى إذا كانت التربة مقيدة وليست حرة لأن تنتفش براحتها فى الاتجاهات الثلاثة فإن التربة فى هذه الحالة سوف تضغط عمودى على المستويات التى تمنع حركتها بضغط يسمى ضغط الانتفاش. بالإضافة إلى ضرورة وجود بلورات الطين القابلة للانتفاش فإن انتفاش التربة الطبيعية أو المدموكة وضغط الانتفاش يعتمدان على كل من الكثافة الجافة للتربة ومحتوى رطوبتها.

★ يبين الشكل (٥-٧٥) العلاقة بين الجهد والانفعال المصاحب للتربة القابلة

لانتفاش.



شكل (٥-٧٥) العلاقة بين الجهد والانفعال - انتفاش أو انضغاط للتربة القابلة للانتفاش

★ تتواجد التربة القابلة للانتفاخ أو الانتفاش فى مصر فى عديد من المناطق

داخل المدن القديمة والجديدة وفى المناطق الصحراوية المنتظر امتداد العمران إليها حالياً فى مصر.

* هذا وتجدر الإشارة إلى أن الأساسات المنشأة على هذا النوع من التربة غالباً ما تتعرض لقوى دفع رأسى كبيرة نتيجة انتفاش التربة عند تعرضها للمياه. هذه القوى قد تكون عالية بالدرجة التى تؤدى إلى تشريح المباني خاصة الخفيفة منها، كما تؤدى إلى انهيار الأسوار ورفع الأرضيات بالأدوار الأرضية وأيضاً تعمل قوى الانتفاش ليس فقط فى الاتجاه الرأسى على الأساسات والأرضيات ولكن أفقياً أيضاً كما هو الحال الضغط على الحوائط الساندة.

٥-٢٤-٢ كيفية التعرف على مدى قابلية التربة للانتفاش وقياس هذه القابلية:

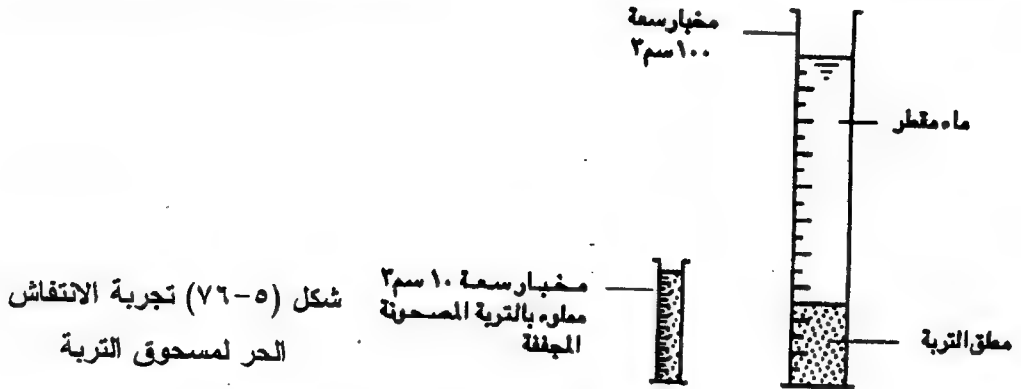
- * هناك اختبارات خاصة للوقوف والتعرف على مدى قابلية التربة للانتفاش، من أبسط هذه الاختبارات هو اختبار الانتفاش الحر (Free swelling) لمسحوق التربة. حيث فى هذا الاختبار تجفف عينة من التربة ويتم صحنها ثم نخلها على منخل رقم ٤٠، ويؤخذ منها عينة تعابير بمقدار ١٠ سم^٣ توضع فى مخبر صغير كما هو مبين بالشكل (٥-٧٦).
- * يتم ملئ مخبر سعته ١٠٠ سم^٣ بمياه مقطرة، ثم تسكب عينة الطين فى المخبر بهداوء وببطء وتترك لمدة أقصاها ٢٤ ساعة.
- * يتم تسجيل حجم معلق التربة المترسبة فى المخبر.
- * يتم حساب النسبة المئوية للانتفاش أو ما يطلق عليه الانتفاخ الحر للمسحوق من العلاقة :

$$\text{Free swelling (F.S) \%} = \frac{V - 10}{10} \times 100$$

حيث مقدار الانتفاخ الحر % =

$$100 \times \frac{\text{حجم معلق التربة بعد سكبها بداخل المخبر} - 10 \text{ سم}^3}{10 \text{ سم}^3} \times 100$$

- * يتم تصنيف التربة بالنسبة لقابليتها للانتفاش، وذلك باعتبار أن كثافتها الجافة مساوية للكثافة الجافة القصوى المحددة باختبار بركتور المعبل وعند محتوى رطوبة مساو لحد الانكماش حسب الجدول التالى (٥-٢٠).



شكل (٥-٧) تجربة الانتفاش
الحر لمسحوق التربة

جدول (٥-٢٠) تصنيف التربة طبقاً لنسبة الانتفاش الحر لها (F. S)

درجة القابلية للانتفاش أو الانتفاش	قيمة الانتفاش الحر لمسحوق التربة (F. S) %
غير قابل للانتفاش	أقل من ٣٠ %
ضعيف الانتفاش	٣٠ - ٧٠ %
متوسط الانتفاش	٧٠ - ١٥٠ %
عالي الانتفاش	١٥٠ - ٢٥٠ %
مفرط الانتفاش	أكبر من ٢٥٠ %

* هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يمكن استخدام الأيدومتر في تحديد إحدى قيمتين : إما تحديد قيمة الانتفاش تحت تأثير جهد محدد أو تعيين ضغط الانتفاش المصاحب للانتفاش بقيمة محددة.

٥-٢٤-٣ وسائل حماية ووقاية المنشآت من أضرار التربة القابلة للانتفاش:

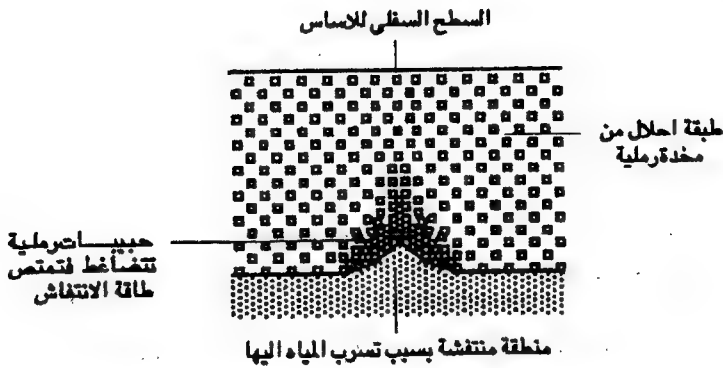
هناك ثلاثة وسائل رئيسية لحماية ووقاية المنشآت من أضرار التربة القابلة للانتفاش نلخصها في الأساليب الآتية :

i - استبدال التربة القابلة للانتفاش بأخرى غير قابلة للانتفاش:

وذلك بسمك يتراوح ما بين ٠,٥٠ إلى ٢,٥ متر أسفل الأساسات وذلك حسب درجة قابلية التربة للانتفاش وسمك هذه الطبقة. وهذا الأسلوب هو الأكثر

انتشاراً في مصر فقد استخدمت تربة إحلال رملية نظيفة متدرجة أو رملية زلطية بنسبة (١:١) أو (٢:١) مستدرجة أو زلط متدرج فقط وذلك في العديد من المشاريع الهندسية أسفل الأساسات وأثبتت هذه الطريقة فاعليتها في الحد والحماية من أضرار التربة المنتفشة على أن يتم دمك هذه التربة في صورة طبقات لا تتعدى سمك كل منها عن ٢٥ - ٣٠ سم وذلك بغرض الوصول إلى ٩٥% من أقصى كثافة جافة لهذه التربة وذلك باستخدام الهراصات الثقيلة أو الدكاكات أو أى طريقة أخرى تؤدي إلى الحصول على الكثافة النسبية المطلوبة لهذه التربة وهي ٩٥%.

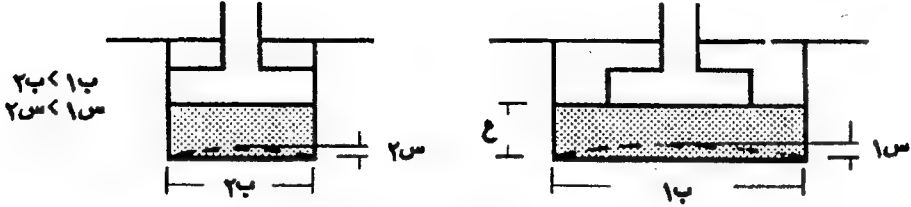
• هذا وتجدر الإشارة إلى أن فكرة استبدال التربة القابلة للانتفاش بطبقة من تربة إحلال من الرمل أو الزلط أسفل الأساسات والتي تسمى عادة بالمخدة هو أنه إذا تسربت المياه إلى أى جزء من التربة وبدأت في الانتفاش تحركت حبيبات المخدة في اتجاهات حرة بما يحقق امتصاص الطاقة الناتجة من الانتفاش وبالتالي عدم تأثر الأساسات به وذلك بالكيفية والأسلوب الموضح بالشكل (٥-٧٧).



شكل (٥-٧٧) مخدة تربة الإحلال وامتصاصها لطاقة الانتفاش

• هذا ويجب التنويه إلى أن مخدة تربة الإحلال يجب أن تكون منفذة بتجانس كافى ودرجة دمكها مناسبة لتتحمل عادة من ١ إلى ٢ كجم/سم^٢ وتكون بنفس حدود الأساسات ولا داعى من بروزها خارج حدود الأساسات بمسافات

كبيرة حيث أن ذلك يؤدي إلى قابلية أعلى للانتفاش في التربة في منطقة الوسط بمسطح الأساس كما هو موضح بالشكل (٥-٧٨).



شكل (٥-٧٨) تأثير زيادة عرض مخدة الإحلال على ضغط الانتفاش

ii - تغيير طبيعة التربة:

• ويتم ذلك بإعادة دمك التربة بكثافة أقل أو الغمر بالمياه قبل الإنشاء أو إدخال حواجز للحد من تغلغل الرطوبة أو بطريقة التثبيت الكيميائي.

• إن أسلوب تغيير طبيعة التربة لمنع التأثير الضار للتربة القابلة للانتفاش وذلك عن طريق إعادة دمك التربة بكثافة أقل لم تجرب بعد في مصر نظراً لصعوبتها وتكلفتها التالية، إذ يلزم لتحقيقها إجراء عديد من التجارب العملية الدقيقة.

• هذا وأن أسلوب تنفيذ حواجز ضد انتشار الرطوبة في التربة يحتاج لمواد ومعدات ليست دائماً متاحة بالإضافة إلى تكلفتها العالية.

• أن أسلوب تثبيت التربة يتم بإضافة الجير المطفى بنسبة ٣ إلى ٥% حيث أن ذلك يؤدي إلى إزالة خطورة التربة المنتفشة لما يحدثه ذلك نتيجة للتفاعلات الكيميائية التي تغير من تركيب البلورات الطينية القابلة للانتفاش وتكسبه مقاومة عالية جداً، هذا وقد استخدم هذا الأسلوب في الولايات المتحدة لتغيير طبيعة الطبقة أسفل الأساس بسمك ١,٠٠ إلى ١,٥ متر وحماية الجسور المجارى المائية كما وأن هذا الأسلوب قد تم تجربته في مصر في مدينة الخارجة بالوادى الجديد مع إضافة ملح الطعام لإسراع التفاعلات الكيميائية وأعطت نتائج مرضية.

• أما عن أسلوب الغمر بالمياه قبل الإنشاء لمدة ٤٨ أو ٧٢ ساعة فإن هذا الأسلوب غير ناجح بدرجة عالية حيث أن عليه بعض التحفظات حيث أنه لا يمكن تبديد طاقة الانتفاش في زمن قليل حيث أن انتشار الرطوبة ببعض أنواع الطين يكون ببطء شديد.

iii - تقوية عناصر المنشأ لمقاومة الإجهادات الإضافية المصاحبة للانتفاش:

• للتغلب على ظاهرة الانتفاش للتربة فإنه يمكن اتباع أسلوب تقوية العناصر الإنشائية المكونة للمنشأ لمقاومة الإجهادات الإضافية المصاحبة للانتفاش لجميع الاحتمالات لمدى وكمية تغير الرطوبة لطبقة التربة القابلة للانتفاش أسفل الأساسات.

• إن طريقة وأسلوب تقوية المنشأ لحماية الأساسات يكون باستخدام أساسات جاسئة مثل أساسات اللبشة الصندوقية المسلحة ترتكز على التربة مباشرة ولكن هذا الأسلوب مكلف الأمر الذي حدى بالإشائيين إلى استبداله بتنفيذ مخدة رملية متدرجة نظيفة كإحلال للطبقة المنتفشة أسفل الأساس بسمك لا يتجاوز ١ متر تعلوها لبشة من الخرسانة العادية بسمك لا يقل عن ٤٠ سم تعلوها قواعد منفصلة أو مجمعة مربوطة في منسوبها وفي الاتجاهين العرضي والطولي للمبنى بميدات ذات جساءة عالية ٣٠ × ٧٠ سم أو ٣٠ × ٨٠ سم ويتسليح لا يقل عن ٤ ϕ ١٦ مم علوى ومثله سفلى مع كانات ٥ ϕ ٨ /م على أن يمتد حديد تسليح هذه الميدات بكامله من العمود إلى العمود على ألا يقل عرض العمود عن ٣٠ سم وسمك الغطاء الخرساني عن ٥ سم.

iv - إعطاء المنشأ المرونة الكافية لمقاومة وامتصاص الإجهادات الإضافية المصاحبة للانتفاش:

لمقاومة الإجهادات الإضافية المصاحبة للانتفاش فإنه أحياناً يتم ذلك بجعل المنشأ بنظام مرن للدرجة التي لا تؤدي حركة التربة وتأثره بها إلى الأضرار

بتركيبه أو وظائفه. إن هذا الأسلوب قد تم اتباعه وتنفيذه في بعض البلاد الأوربية بتنفيذ فاصل إنشائي مملوء بمادة مرنة بين أرضيات الدور الأرضي والحوائط (استخدام وصلات مرنة).

ملحوظة هامة:

* إن مشكلة التربة القابلة للانتفاش ليس بالأمر الهين وخاصة في البلاد التي يسود فيها المناخ الحار الجاف حيث لا يمكن التنبؤ بكيفية وكم تسرب المياه للتربة وبالرغم من ذلك فقد أمكن التغلب على ذلك في ج.م.ع باتباع أسلوب تربة الإحلال مع تقوية الأساسات في نفس الوقت كما ذكرنا سابقاً أو باستخدام قواعد مسلحة ترتكز على آبار من الخرسانة العادية ترتكز على الطبقة السفلية الرملية الغير قابلة للانتفاش.

الفصل السادس الأساسات FOUNDATION

٦-١ مقدمة:

★ إن الغرض من الأساسات هو نقل الأحمال الواقعة على الأعمدة أو الحوائط الحاملة في المباني إلى التربة في أسفلها.

★ إن تصميم الأساسات غالباً ما يتطلب عناية واحتياطات خاصة بخلاف العناصر الإنشائية الأخرى (مثل الكمرات والبلاطات) حيث أن أى خطأ فى تصميمها يمكن علاجه واستدراكه بسهولة إلا الأخطاء فى تصميم الأساسات حيث يؤدي ذلك إلى انهيار جزء أو كل المنشأ حال استكمالها مباشرة وذلك فإنه يوصى بشدة أخذ الحذر وعمل التحفظات اللازمة لكلاً من تصميم الأساسات وتنفيذها.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه أيضاً ليس مثل تصميم جميع العناصر الإنشائية التى فوق سطح الأرض حيث يتم التصميم بمعرفة المهندس الإنشائي ولكن فى تصميم الأساسات يتطلب الأمر جهود مشتركة بين كلاً من المهندس الجيوتقنى والإنشائي حيث المهندس الأول يجرى الدراسات وأبحاث التربة ويقدم التوصيات الخاصة بنوع وعمق ومنسوب التأسيس وكذلك جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس فى حين المهندس الثانى وهو الإنشائي هو المنوط به تصميم الأساسات من خلال الحسابات الإنشائية على الأعمدة عند منسوب سطح الأرض وبالتالي تحديد الأبعاد الخرسانية للأساسات وكذلك كمية وتفاصيل حديد التسليح والمناظر لهذه الأبعاد التصميمية وذلك طبقاً للكودات الخاصة بتصميم هذه العناصر.

★ فيما يلى سوف نورد ملخصاً لما هو مختص بالدراسة الجيوتقنية ثم دراسة مستفيضة لما هو مختص بالدراسة الإنشائية الخاصة بتصميم الأساسات وأنواعها.

٦-٢ أنواع الأساسات:

6-2 Types of Footings:

★ يوجد العديد من أنواع الأساسات وأن اختيار النوع المناسب لمنشأ أو مبنى ما يتوقف ويعتمد على عدة عوامل منها :

- ١- عمق التأسيس أو عمق الطبقة التي سوف يتم التحميل عليها مقاسة من سطح الأرض الطبيعية.
- ٢- قدرة وسعة تحمل التربة عند منسوب التأسيس أو قيمة جهد التربة الصافي المسموح به عند منسوب التأسيس.
- ٣- قيم الأحمال الواقعة على الأعمدة والمنقولة إلى التربة وعدد أدوار المنشأ.
- ٤- منسوب المياه الجوفية بالنسبة لسطح الأرض والأساسات.
- ٥- طبيعة الأحمال المنقولة إلى التربة هل هي قوى عمودية أو ضغوط جانبية أو عزوم انحناء أو الاثنين معاً الخ.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يمكن تقسيم الأساسات حسب منسوب وعمق التأسيس بالنسبة لسطح الأرض الطبيعية إلى نوعين رئيسيين هما :

- (أ) الأساسات الضحلة (ب) الأساسات العميقة

١-٢-٦ الأساسات الضحلة:6-2-1 Shallow Foundation:

★ وهى الأساسات الشائعة والمعروفة والتي تشمل :

- ١- قواعد أو أساسات منفصلة سواء مربعة أو مستطيلة الشكل (Isolated Footings).
- ٢- أساسات الحوائط (Wall Footing).
- ٣- الأساسات أو القواعد المجمعة (Combined Footings).
- ٤- الأساسات أو القواعد الجار (Strap footing).
- ٥- الأساسات أو القواعد الشريطية (Strip footings).
- ٦- الأساسات المستمرة أو اللبشة أو الحصىرة (Raft footings).

★ وهى تشمل الأساسات المسطحة (flat type) أو ذات الكمرات والبلاطات

(slab-beam type).

٦-٢-٢ الأساسات العميقة:

6-2-2 Deep Foundation:

وهي تشمل :

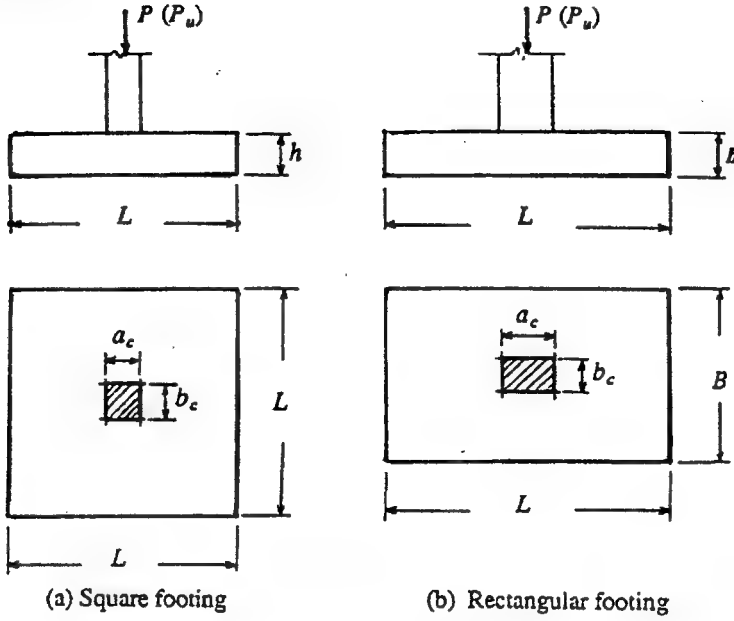
- ١- الأساسات الخازوقية (Piled footings)
- ٢- أساسات القيسونات (Caisons)

٦-٢-١-١ أساسات القواعد المنفصلة:

6-2-1-1 Isolated Footings:

• تعتبر الأساسات ذات القواعد المنفصلة أكثر شيوعاً لأنواع الأساسات المعروفة وهي غالباً ما تستخدم كركيزة أو دعامة لعمود مفرد وهي إما أن تكون مربعة أو مستطيلة في المسقط الأفقي لها.

• وعليه فعند ارتكاز عمود على قاعدة مربعة أو مستطيلة (أي قاعدة منفصلة) فإن هذه القاعدة تلقى رد فعل عكسي من أسفل إلى أعلى من التربة نتيجة لحمل العمود من أعلى إلى أسفل وعليه فإن أبعاد هذه القاعدة في المسقط الأفقي سوف يتلائم مع كلاً من قيمة حمل العمود إلى أسفل وقيمة أقصى إجهاد مسموح به للتربة (رد الفعل الرأسى المسموح به للتربة)، وبذلك فإن تأثير رد فعل التربة إلى أعلى على القاعدة يجعلها تتشكل وتنحني في صورة طبق (dish form) ولهذا فإنه سوف يتولد في هذه القاعدة عزوم انحناء (Bending moment) وقوى قاصصة (shearing forces) وذلك عند القطاعات الحرجة المناظرة لهذه القوى وبالتالي فإن أى قاعدة منفصلة يجب أن يوضع طبقتين من حديد التسليح في اتجاهين متعامدين بالقرب من السطح السفلى للقاعدة وموازية لحواف القاعدة وذلك لمقاومة عزوم الانحناء بالإضافة إلى اختيار عمق مناسب مناظر لكمية حديد التسليح المستخدمة في الاتجاهين بالإضافة إلى مقاومة بقية أنواع الإجهادات التي سوف تتولد من كل من القوى القاصصة مثل إجهاد القص العمودى (max. shear stress) وإجهاد القص الثاقب (max Punching shear) وإجهاد تماسك (max. Bond stress) الخ كما سوف يرد فيما بعد ويبين الشكل (٦-١) مسقط أفقى ومسقط رأسى لقاعدة منفصلة نمطية (typical isolated footings) سواء أكانت مربعة أو مستطيلة الشكل.



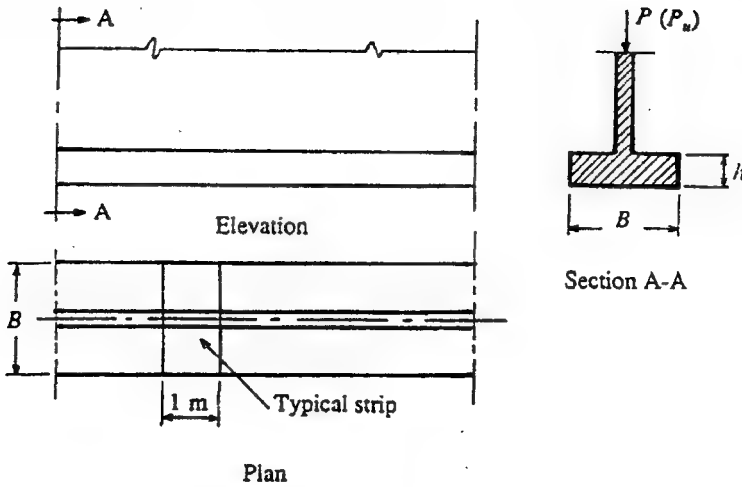
شكل (١-٦) الأساسات المنفصلة

٢-١-٢-٦ أساسات الحوائط:

6-2-1-2 Wall Footings:

• يبين الشكل (٢-٦) مسقط أفقي وآخر رأسي لنموذج نمطي لأساسات

الحوائط.



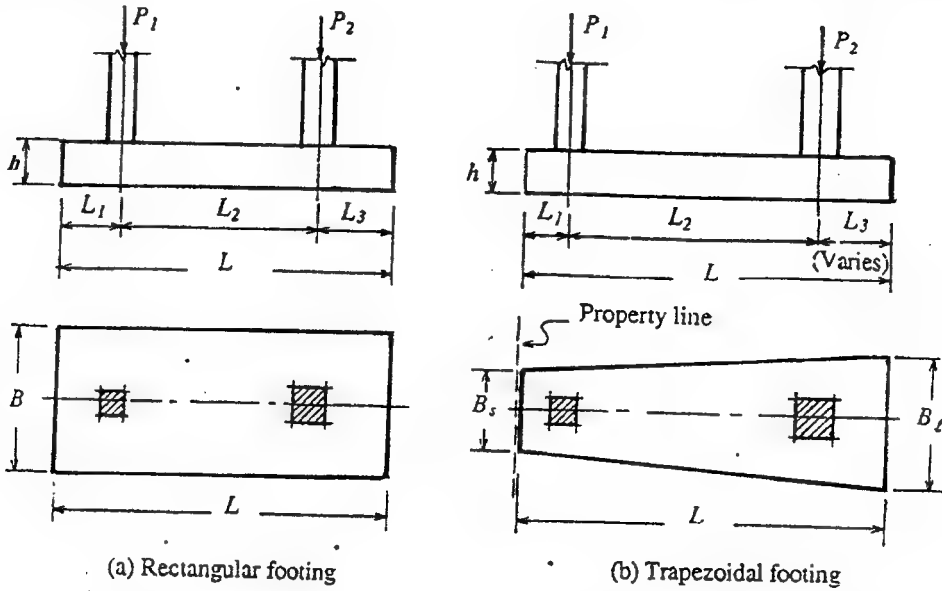
شكل (٢-٦) أساسات الحوائط

• إن هذا النوع غالباً ما يستخدم كركيزة للأحمال الواقعة على حوائط حاملة (load-bearing walls) وهى تتكون من شريط أو شريحة ضيقة طويلة (Long narrow strip) وعليه فإنه تحت تأثير ضغط ورد فعل التربة من أسفل إلى أعلى القاعدة فإنها سوف تنحني وتتشكل فقط فى الاتجاه القصير لهذه الشريحة عمودى على اتجاه الحائط الأمر الذى يتطلب ضرورة وضع وترتيب حديد التسليح الرئيسى فى الاتجاه القصير لهذه الشريحة (الاتجاه العرضى لها) بالقرب من بطنيتها، وبالإضافة إلى هذا التسليح الرئيسى يجب وضع حديد تسليح ثانوى (secondary reinforcement) فى الاتجاه الطولى لهذه الشريحة وذلك لمجابهة ومقاومة متطلبات الإجهادات الناجمة عن كلاً من الاتكماش ودرجات الحرارة (shrinkage and temperature stresses)، مع الاستفادة من هذا التسليح الثانوى فى تربيط وتثبيت وتقسيط الحديد الرئيسى فى مكانه المطلوب.

٦-٢-١-٣ الأساسات أو القواعد المجمعة:

• إن الأساسات أو القواعد المجمعة تستخدم كركيزة لنقل الأحمال على عمودين متجاورين حيث حدوث تطابق وتداخل بين قاعدة كل منهما لو كانت منفصلة أو عندما تتعدى رفرفة أحدهما حدود الجار والملكية بالنسبة للموقع.

• إن مثل هذا النوع من الأساسات يمكن أن يكون مستطيل الشكل أو على شكل شبه منحرف فى المسقط الأفقى، ومما هو جدير بالذكر فإن القواعد المجمعة على شكل مستطيل هى الشائعة الاستخدام بالنسبة لأغلب المهندسين نظراً لسهولة تصميمها وتنفيذها، هذا وتجدر الإشارة إلى أن اختيار القواعد المجمعة المستطيلة الشكل ربما يكون غير عملياً فى بعض الظروف حيث التقيد والحد المحتمل من أبعاد القاعدة وامتدادها من على جانبي العمودين الخاصين بهذه القاعدة بجانب الفرق الكبير فى أحمال هذه العمودين حيث فى هذه الحالة يتطلب الأمر استخدام قاعدة مجمعة على شكل شبه منحرف كما هو مبين بالشكل (٦-٣).



(a) Rectangular footing

(b) Trapezoidal footing

شكل (٦-٣) نموذج نمطي قاعدة مجمعة مستطيلة وعلى شكل شبه منحرف

• هذا ويجب التنويه والإشارة إلى أن حساب خواص ومساحة القاعدة على شكل شبه منحرف بالإضافة إلى حسابات القوى الداخلية المتولدة فيها من عزوم انحناء وقوى قاصة للقطاعات الحرجة غالباً ما تكون مطولة، بالإضافة إلى أن تفاصيل حديد التسليح وتوزيعه وترتيبه يمثل هذه القواعد غالباً ما يكون مقعداً نسبياً.

• إن مثل هذا النوع من القواعد المجمعة غالباً ما يسلك السلوك الإنشائي المناظر والمشابه لسلوك الكمرات المقلوبة التي يؤثر عليها ضغط وإجهاد التربة من أسفل ومركزة على الأعمدة كركائز والمسافة بين الأعمدة هي بحر هذه القواعد، لذلك فإن حديد تسليح مثل هذا النوع من القواعد عادة ما يكون في الاتجاه الطولي ويوضع بالقرب من بطنية القاعدة بالقرب من سطحها السفلي المعرض إلى شد، وبالإضافة إلى هذا الحديد الطولي غالباً ما يتم وضع وتوزيع حديد ثانوي في الاتجاه العرضي لهذه القواعد على أن يتم تركيز هذا الحديد أسفل الأعمدة وذلك للحد من عزوم الانحناء المحلية (localized B.M) والتي تتولد حول هذه الأعمدة والمشابهة لحالة الأعمدة في القواعد المنفصلة.

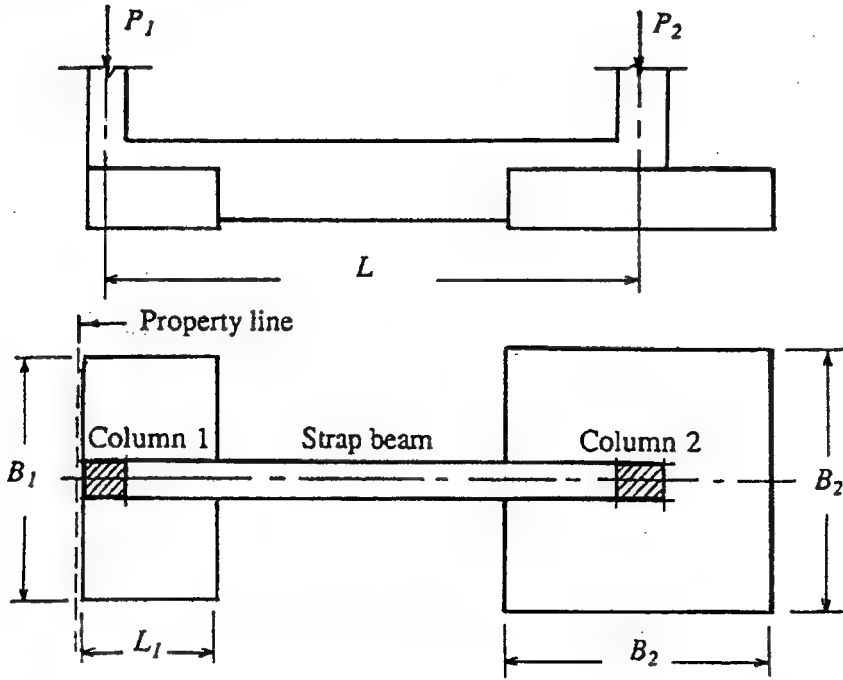
٦-٢-١-٤ أساسات أو قواعد الجار:6-2-1-4 Strap Footing:

• يستخدم مثل هذا النوع من الأساسات أو القواعد في حالة القواعد المجاورة أو الأعمدة المجاورة لحدود الجار والتي لا يسمح فيها بامتداد القواعد المنفصلة عن حدود الجار كما هو موضح بالشكل (٦-٤) بالنسبة للأعمدة الخارجية على حدود الجار بالإضافة إلى أنه في هذه الحالة تكون المسافة بين العمود الخارجى الذى على الحدود وأقرب عمود داخلى كبيرة للدرجة التى تجعل استخدام قاعدة مجمعة بين العمودين نحيفة وعرضها صفر.

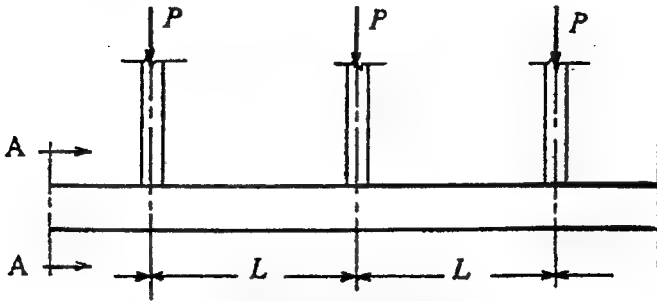
• إن مثل هذه القواعد تتكون من قاعدتين منفصلتين واحدة تحت كل عمود على حدة يربطهما كمرّة تسمى كمرّة الإستراب (Strap Beam) أو بصفة عامة يطلق عليها أوستراب (strap). إن الغرض من كمرّة الإستراب هو لتلافى ومنع انقلاب ودوران القاعدة الخارجية الخاصة بالجار نظراً لعدم مركزية حمل العمود فيها والمعرضة إلى قوى عمودية وعزم انحناء (N & M) مما يعرض القاعدة إلى إجهادات غير متساوية أسفلها من التربة [أى أن الإجهادات الواقعة على التربة أسفل هذه القاعدة الخارجية يكون غير منتظم التوزيع]. وعليه فإن هذه الكمرّة الإستراب غالباً ما تتعرض إلى عزم انحناء سالب من حمل قاعدة الجار الخارجية وبالتالي فإن حديد تسليحها الرئيسى سوف يكون على الجانب والسطح العلوى لهذه الكمرّة نظراً لقواعد إجهادات الشد على هذا السطح.

٦-٢-١-٥ الأساسات أو القواعد الشريطية:6-2-1-5 Strip Footing:

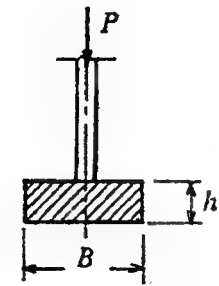
• يبين الشكل (٥-٦) نموذج نمطى للأساسات أو القواعد الشريطية هما الأساسات أو القواعد الشريطية على هيئة البلاطة شكل (٥-٦-أ) (slab strip footing) والقواعد الشريطية والمقواة بكرّات مقلوبة على شكل حرف T- (شكل ٥-٦-ب) (strip footing with strengthening beams).



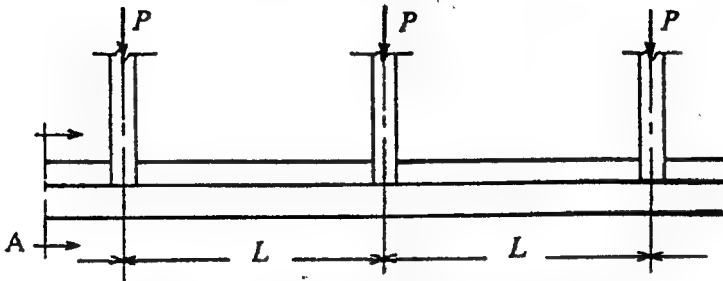
شكل (٤-٦) نموذج نمطي للأساسات أو قواعد الاستراب



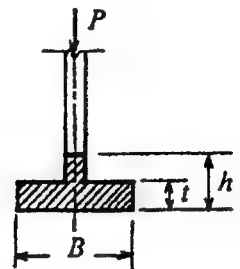
(a) Slab strip footing



Section A-A



(b) Strip footing with strengthening beams



Section A-A

شكل (٥-٦) نموذج نمطي لأساسات وقواعد شريطية

• يستخدم النموذج الأول (شكل ٦-٥-أ) في حالة القواعد التى تستخدم كركيزة لمجموعة من الأعمدة على صف واحد المسافة بين هذه الأعمدة تقريباً متساوية وكذلك الأحمال الواقعة على هذه الأعمدة متساوية أيضاً إلى حد ما بينما يستخدم النوع الثانى (شكل ٦-٥-ب) عندما تكون المسافة بين الأعمدة كبيرة نسبياً لزيادة جساءة البلاطة وتقليل سمكها المطلوب وذلك عن طريق تقوية البلاطة بكمره على السطح العلوى للبلاطة كما هو مبين (upstanding beam) أو على السطح السفلى للبلاطة (down standing beam).

٦-٢-١-٦ الأساسات المستمرة أو اللبشة أو الحصىرة:

6-2-1-6 Raft Footing:

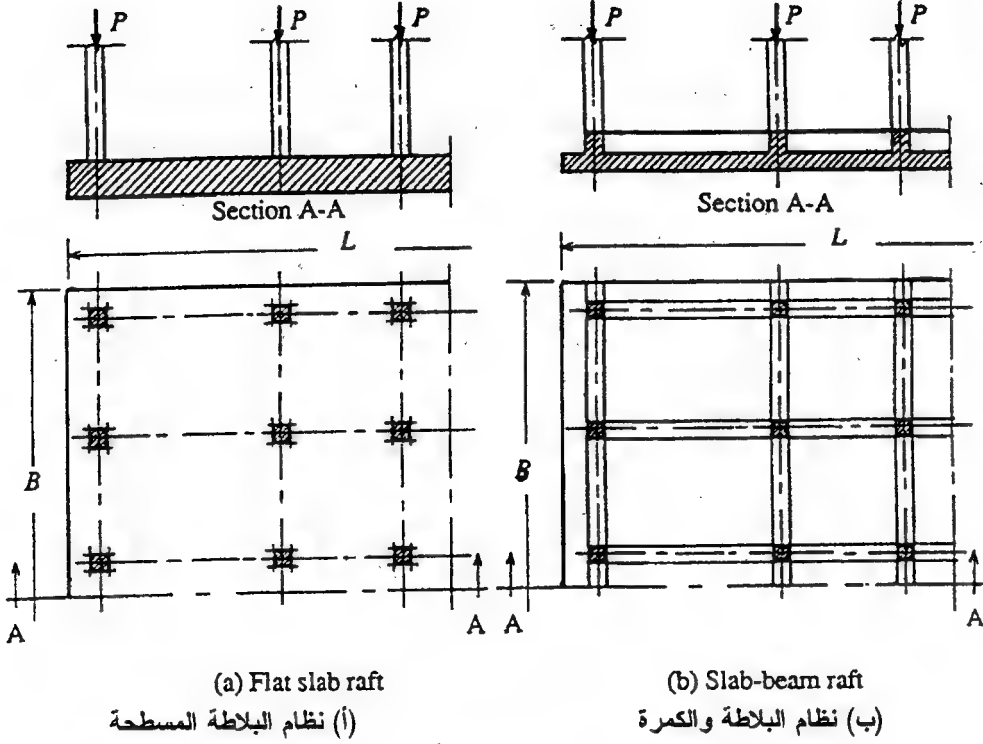
• إن الأساسات المستمرة أو اللبشة ما هى إلا قاعدة واحدة ذات أبعاد كبيرة وحجم كبير والتى ترتكز عليها وتحتوى على جميع الأعمدة والحوائط المحتمل وجودها فى المبنى ككل وبصفة عامة.

• غالباً ما يستخدم هذا النوع من الأساسات فى حالة تداخل القواعد المنفصلة أو المجمة للأعمدة مع بعضها وأيضاً فى حالة زيادة مسطح القواعد المنفصلة أو المجمة عن ٥٠% من المساحة الكلية للمسقط الأفقى للمبنى وذلك نتيجة إما لزيادة قيم الأحمال الواقعة على الأعمدة وكثافتها بالإضافة إلى ضعف قدرة تحمل التربة أسفل هذه القواعد (poor soils).

• هناك نظامان إنشائيان شائعان من النظم الإنشائية الممكنة لهذا النوع

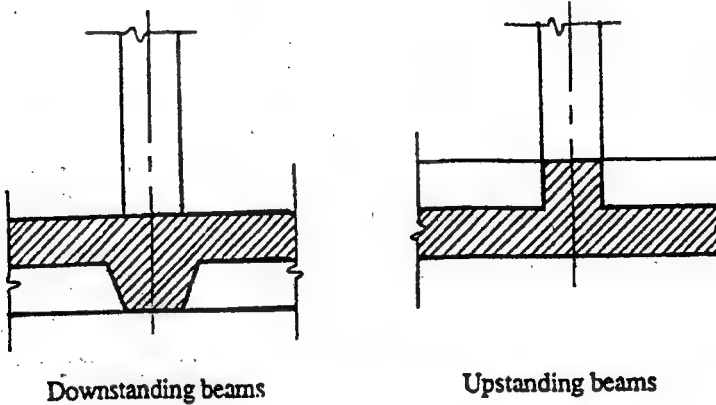
من الأساسات وهما كما هو مبين بالشكل (٦-٦):

- ١- نظام البلاطة المسطحة (Flat slab system)
- ٢- نظام البلاطة والكمرة (Slab-beam system)



شكل (٦-٦) نموذج نمطى للأساسات اللبشة

• كما يبين الشكل (٧-٦) كيفية تقوية البلاطة المسطحة عن طريق تقويتها بكمرات إما مقلوبة إلى أعلا كما هو مبين بالشكل (٦-٧-أ) أو مقلوبة إلى أسفل كما هو مبين بالشكل (٦-٧-ب).



شكل (٧-٦)

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه بالرغم من الميزة التي يمتلكها النوع الثانى نوع الكمترات المقلوبة إلى أسفل حيث يعمل على القطاع على شكل حرف (T) والذي يقاوم عزوم الانحناء السالبة المتولدة عند الأعمدة إلا أنه غير مستحب فى التنفيذ نتيجة لمشاكل الحفر وتسوية التربة أسفل هذه القواعد وخطورة واحتمال عدم انتظام جهد التربة أسفل هذا النوع من البلاطات.

٦-٣ الأساس الجيد والعوامل المؤثرة فى اختيار نوع الأساس المناسب:

6-3 Good Foundation and Factors Affecting Selection of Type of Suitable Foundation:

★ الأساس الجيد هو الأساس الذى يقاوم حالات التحميل المختلفة الممكن أن يتعرض لها ممثلة فى وزن المنشأ بالإضافة إلى الأحمال الأخرى المعرض لها المنشأ مثل الأحمال الحية وأحمال الرياح أو الزلازل أو أية أحمال خاصة أخرى تبعاً لنوع واستخدام المنشأ. وتكون مقاومة الأساس هنا بتوفير ردود أفعال موزعة فى التربة تتزن مع أحمال المنشأ والواقعة على الأساس والتي تتسبب فى توليد إجهادات فى التربة لا تتعدى الإجهادات الآمنة والمسموح بها لقدرة تحمل التربة تحت هذه النوعية من الأحمال. هذا وتجدر الإشارة إلى أنه بجانب ذلك يجب أن تتوفر الحماية الكافية للأساسات ضد تسرب المياه الجوفية إليها وداخل المنشأ والتي بدورها تؤثر على استخداماته وعمره الافتراضى.

★ إن اختيار نوع الأساس المناسب يتأثر بمجموعة عوامل رئيسية كما سردها الدريتش عام ١٩٦٨ منذ فترة طويلة والتي تتلخص فى الآتى :

٦-٣-١ المتطلبات الإنشائية:

6-3-1 Structural Requirements:

- حساسية المنشأ للهبوط النسبى أو المتفاوت.
- العمر الافتراضى للمنشأ.
- منسوب التأسيس وأرضية المنشأ.
- عوامل متنوعة.

٦-٣-٢ الأحمال الواقعة على الأساس:6-3-2 Foundation Loads:

- قيمة الأحمال الميتة والحية.
- الاحتكاك الجانبي السالب (فى حالة الأساسات العميقة).
- الحمل المستعاض عن طريق الحفر.
- كيفية توزيع الأحمال (الهبوط النسبى).
- نوع وطبيعة الأحمال (حمل محورى وغير محورى، أحمال رأسية أو أحمال جانبية، أحمال إستاتيكية أو أحمال ديناميكية أو صدم الخ).

٦-٣-٣ طبيعة وحالة التربة والمياه الجوفية:6-3-3 Soil and Ground-Water Conditions:

- كيفية انتقال الأحمال من المنشأ إلى الأساس ثم إلى التربة أسفل الأساس.
- مقاومة التربة أسفل الأساس وقابليتها للإتضاغط.
- التربة ذات المشاكل والقابلة للانتفاش أو الانتفاخ.
- وجود طبقات للردم والمشاكل التى تنجم عنها (هبوط - صدأ للحديد - تدهور ومهاجمة للأساس الخ).
- منسوب المياه الأرضية ومدى تذبذبها بالنسبة للأساسات.
- تأثير الصدأ والعوامل الكيميائية.
- وجود عيوب فى باطن التربة مثل خطوط المجارى أو كهوف أو فراغات ناجمة عن سحب المياه من الآبار.

٦-٣-٤ الموقع والظروف البيئية المحيطة به:6-3-4 Site and Environmental Conditions:

- طبوغرافية الموقع (اتزان الميول الطبيعية للتربة ، ردم الخ).
- وجود فيضانات أو مصارف أو ترع وتعرض التربة للتآكل والنحر.
- مناسيب المباني المجاورة ونوع وطبيعة تأسيسها وعمق منسوب تأسيسها.
- تأثير نزح المياه الجوفية.
- التأثيرات الحرارية والصقيع.
- تأثير الزلازل والكوارث الطبيعية.

٥-٣-٦ متطلبات الإنشاء والتنفيذ:6-3-5 Construction Requirements:

- المدة والزمن اللازم لتنفيذ المشروع.
- الحيز والفراغ المسموح به لتنفيذ المشروع.
- دراسة الجدوى الخاصة ببعض الأعمال مثل (الحفر وسند جوانب الحفر، نزح المياه الأرضية، تأثير دق الخوازيق - المعوقات التي تعوق تنفيذ المشروع الخ).

٦-٣-٦ اعتبارات خاصة بالنواحي الاقتصادية والتكلفة وعوامل متنوعة:6-3-6 Economic Considerations and Miscellaneous:

- تكلفة الإنشاء وكيفية تقديرها.
- درجة الثقة في نظام الأساس المقترح.
- فحص وضبط الجودة بالموقع.

* وبناء على ما سبق ومن الخبرة العملية فقد وجد أن الأساسات السطحية (shallow foundation) تمثل القطاع الأكبر للأساسات حيث أن مثل هذا النوع من الأساسات من أكثر الأنواع اقتصاداً بالإضافة إلى سهولة تنفيذها، لذلك فإنه يوصى باستخدام الأساسات السطحية ما لم تكن هناك موانع تمنع من استخدامها مثل طبيعة التربة أو المنشأ أو كلاهما، وعليه إذا تعذر استخدام هذا النوع من الأساسات السطحية فإننا نلجأ إلى استخدام الأساسات العميقة اضطراراً.

* هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يعتبر اختيار الأساس السطحي مناسباً إذا تحققت الشروط السابق الإشارة إليها عن الأساس الجيد، وقد تبين أن هذه الشروط لا تتوفر في عدة حالات نذكر منها كمثال :

- ١- وجود طبقات ضعيفة في الطبقات العليا من التربة إلى الدرجة التي تسبب إما حدوث انهيار قص في بعض تلك الطبقات أو حدوث تضاعط كبير فيها نتيجة للأحمال الواقعة على الأساس والمنقولة إلى هذه التربة مما يؤدي إلى حدوث شروخ وتتميلات وتصدعات وتشوه استخدام المنشأ.
- ٢- وجود ظروف بالغة الصعوبة في تنفيذ الأساسات السطحية مثل التنفيذ والإنشاء في قاع بحر أو مجرى نهر.

٣- وجود أحمال رأسية كبيرة منقولة من المنشأ إلى الأساسات أسفلها إلى الدرجة التى لا يكفى استخدام المنشأ كلها كأساس نظراً لزيادة الإجهادات المنقولة إلى التربة وعليه يلزم النزول والوصول إلى الطبقات التحتية الكثيفة ذات المقاومة العالية بالمقارنة بتلك قرب سطح الأرض نتيجة لكونها محاطة (confined soil) كما هو الحال فى الأبراج ودعامات الكبارى الضخمة وغيرها من هذه النوعية من المنشآت ذات الأحمال الكبيرة.

٤- وجود أحمال جانبية كبيرة تؤثر على المنشأ مما يتطلب تكوين نظام إنشائى خاص تحت الأرض لمقاومة لمركبات الأفقية المنقولة للأساس (مثلاً استخدام خوازيق مائلة تنقل حملها بالاحتكاك إلى التربة العميقة).

٤-٦ الأحمال الواقعة على الأساسات وحالات التحميل المختلفة لها:

★ كما هو معروف فإن الأحمال الواقعة على الأساسات كما هو الحال فى جميع العناصر الإنشائية الأخرى المكونة لأى منشأ أو مبنى فإنها عبارة عن :

i - الأحمال الدائمة (Permenent loads):

وهى الأحمال المؤثرة رأسياً على الأساس الناجمة عن أحمال الجاذبية الأرضية والناجمة من الاستخدام اليومي العادى للمنشأ مثل وزن المنشأ نفسه (الحمل الميت D.L) والحمل الحى (L.L) الواقع على الأساس والأحمال المتحركة (Moving loads) وضغط الماء (water pressure) وضغط التربة (Earth pressure) الخ.

ii - الأحمال الغير دائمة (Non permenent loads):

وهى الأحمال المؤثرة على الأساس أثناء مرحلة الإنشاء أو خلال العمر الافتراضى للمنشأ مثل ضغط الرياح (wind pressure) الخ.

iii - الأحمال النادرة الحدوث (Unexpected loads):

وهى الأحمال التى تنجم عن حوادث التشغيل والزلازل والكوارث الطبيعية الخ.

★ بخلاف ما جاء بهالفيه من أحمال فإن الأساسات تتعرض أحياناً إلى أحمال شد ناجمة عن النظام الإنشائى (Structural system) للمنشأ أو عن الأحمال الجانبية

العالية. وأخيراً تتعرض الأساسات فى بعض المنشآت وتحت ظروف تشغيل خاصة إلى قوى دفع إلى أعلى (uplift forces) سواء كان من دفع وتأثير ضغط المياه على الأساسات أو نتيجة انتفاخ التربة (Soil swelling).

★ هذا وقد قسم الكود المصرى حالات التحميل المختلفة لتصميم الأساسات إلى ثلاثة حالات وفقاً لاحتمالات حدوثها ومدة تأثيرها ومعدل تكرارها كما يلى :

- حالة التحميل رقم (١): وهى تشمل مجموعة الأحمال الدائمة المذكورة فى البند (i).

- حالة التحميل رقم (٢): وهى تشمل مجموعة الأحمال الدائمة والغير دائمة المذكورة فى البندين (i)، (ii).

- حالة التحميل رقم (٣): وهى تشمل مجموعة الأحمال النادرة الحدوث فى البند (iii) وذلك بالإضافة إلى حالة التحميل رقم (٢) أو مجموعة الأحمال فى البنود (i) ، (ii) ، (iii).

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أن حالة التحميل رقم (٣) تطبق فى حالة المنشآت الهامة وذات الطبيعة الخاصة.

★ مما هو وجدير بالذكر بأنه لكل حالة من حالات التحميل السابقة يتم تحديد معامل أمان ذو قيمة أكبر من الواحد الصحيح تختلف من حالة إلى أخرى.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يجب اعتبار الأحمال الرأسية والأفقية المؤثرة على المنشأ مجتمعة عند تصميم الأساس. فيما يختص الأحمال الرأسية فيؤخذ الحمل الميت (وزن المنشأ والأساس) بالكامل ويؤخذ الحمل الحى حسبما يرد فى المواصفات المحلية لكل بلد. ومن غير المحتمل أن يتواجد الحمل الحى فى المنشآت العادية بالكامل فى جميع الطوابق الأمر الذى يتم فيه تخفيض قيمة الحمل الحى عند تصميم الأساس ويكون التخفيض بنسبة ١٠% ابتداء من الطابق الثانى ويستمر حتى يصل إلى الحمل الحى المخفض إلى ٦٠% من قيمته القصوى فيثبت (أى أن ٦٠% من قيمة الحمل الحى للطابق يعتبر الحد الأدنى للحمل الحى)، على أن هذا التخفيض لا يسرى على المنشآت

العامة والخاصة كالمدارس والمستشفيات والمخازن حيث يؤخذ قيمة الحمل الحى كاملاً لجميع الطوابق فى هذه المنشآت.

★ أما فيما يختص عن الأحمال الأفقية مثل الرياح والزلازل فتؤخذ بالقيمة التى تتناسب مع المنطقة المتواجد فيها المنشأ وحسب ارتفاع المنشأ. هذا وتجب الإشارة إلى أنه يجب ضرورة دراسة احتمال تأثير الحمل الجانبى ف كلاً من الاتجاهين للمبنى، فيؤخذ مرة لحساب أقصى حمل ضغط على الأساس لتصميم أبعاد وقطاع الأساس ويؤخذ مرة أخرى بالسالب لدراسة احتمال انفصال الأساس عن التربة بالشد (ضرورة دراسة اتزان الأساس). وهنا يجب الإشارة إلى أن أحمال الرياح والزلازل لا تؤخذ مجتمعة فى نفس الوقت وذلك لبعد احتمال تواجد وحدوث قيمة قصوى للرياح فى وجود الزلازل.

★ هذا وفى حالة تصميم قطاع الأساس الخرسانى بطريقة الإجهادات والمقاومة القصوى (Ultimate Strength Design) فإن الأحمال القصوى يتم تقديرها بضرب قيم أحمال التشغيل المحتملة (الحمل الحى أو الميت أو الرياح أو الزلازل) فى معاملات أمان تسمى معاملات تجاوز الأحمال (γ) وهى أكبر من الواحد الصحيح وذلك طبقاً للحالات التالية :

١- فى القواعد والأساسات المعرضة لأحمال حية (L.L) والتى يمكن فيها إهمال تأثير أحمال الرياح (W) والزلازل (S) يؤخذ الحمل الأقصى (Ultimate P_u) (load).

$$P_u = \gamma_D \cdot (D.L) + \gamma_L \cdot (L.L) \\ = 1.4 (D.L) + 1.6 (L.L) \quad \dots\dots\dots (6-1) \quad *$$

حيث (D.L) هو قيمة الحمل الميت الواقع على الأساس

٢- فى القواعد والأساسات المعرضة لأحمال حية (L.L) قيمتها لا تزيد عن (٠,٧٥) من قيمة الأحمال الميتة يؤخذ الحمل الأقصى (P_u) كالاتى :

$$P_u = 1.5 (D.L + L.L) \quad \dots\dots\dots (6-2) \quad *$$

٣- فى القواعد والأساسات المعرضة لأحمال حية (L.L) بالإضافة إلى الأحمال الناشئة من الضغوط الجانبية نتيجة للسوائل أو الأتربة (E) يكون الحمل الأقصى (P_u) كالاتى :

$$P_u = 1.4 D.L + 1.6 (L.L + E) \quad \dots\dots\dots (6-3) \quad *$$

٤- فى حالة القواعد والأساسات المعرضة إلى ضغط رياح (W) أو أحمال ناشئة عن الزلازل (S) فيؤخذ الحمل الأقصى (P_u) القيمة الأكبر من المعادلتين التاليتين :

$$P_u = 0.8 \times (1.4 D.L + 1.6 L.L + 1.6 W) \quad \dots\dots\dots (6-4) \quad *$$

$$\text{or } P_u = 0.8 \times (1.4 D.L + 1.6 L.L + 1.6 S) \quad \dots\dots\dots (6-5) \quad *$$

وبشروط ألا تقل قيمة (P_u) المحسوبة من هذه المعادلات عن القيمة المعطاة فى البند (١) السابق ولا يجوز الجمع بين أحمال الزلازل أو أحمال الرياح فى وقت واحد كما أشرنا سابقاً.

٥- فى حالة وجود أحمال ديناميكية على القواعد ففى هذه الحالة تعامل الأحمال الديناميكية (K) على أساس أنها حمل إستاتيكي مكافئ إضافي ويؤخذ الحمل الأقصى الواقع على القواعد والأساسات فى هذه الحالة كما يلى :

$$P_u = 1.4 D.L + 1.6 L.L + 1.6 K \quad \dots\dots\dots (6-5') \quad *$$

٦-٥ أسس ومتطلبات الأمان اللازمة لتصميم الأساسات بصفة عامة:

إن أسس ومتطلبات أمان الأساسات عند تصميمها تتطلب توفير وتحقيق عدة عوامل، وذلك حتى يصبح آمناً وقادراً على تحمل الأحمال الدائمة المؤثرة على الأساس الناتجة من الاستعمال اليومي العادى للمنشأ مثل وزنه (الحمل الميت D.L) والحمل الحى (L.L) وضغط المياه وضغط التربة والأحمال المتحركة بصورة منتظمة الخ وكذلك الأحمال الغير دائمة مثل ضغط الرياح الخ سواء أثناء مرحلة الإنشاء أو خلال العمر الافتراضى للمنشأ كما أنه يجب أن تحمل الأساسات معامل أمان كافى لمجابهة الأحمال النادرة الحدوث التى تنجم عن حوادث التشغيل والزلازل والكوارث الطبيعية، من هذه العوامل ما يلى:

٦-٥-١: الأمان ضد العوامل الجوية والتعرية (الحد الأدنى لعمق التأسيس):

لضمان عدم تأثير التربة عند منسوب التأسيس بالعوامل الجوية يجب ألا يقل عمق التأسيس عن ٠,٨ متراً تحت منسوب سطح الأرض النهائى الدائم حول الأساس

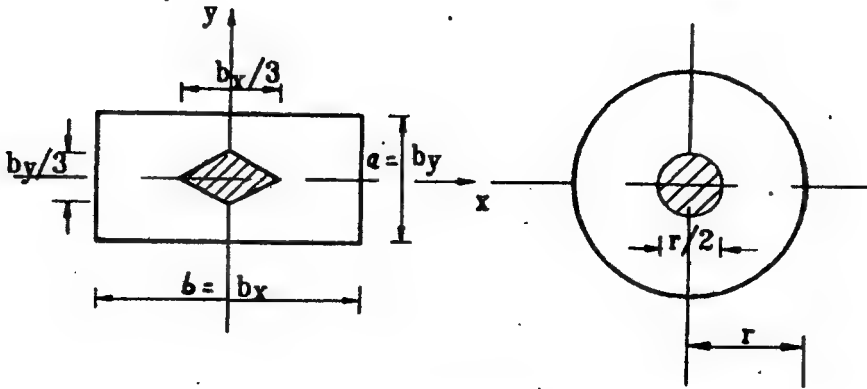
ويمكن أن يقل هذا العمق في حالة التربة الصخرية السليمة والمباني المؤقتة أو الصغيرة مثل الأكشاك وبوابات الحراسة الخ.

٢-٥-٦ الأمان ضد الانقلاب *Safety Against Overturning*:

يجب أن تكون الأساسات الضحلة آمنة ضد الانقلاب وذلك عن طريق جعل المساحة الكلية لقاعدة الأساس أو جزء منها يؤثر عليه إجهادات ضغط وذلك بفرض أن الأحمال الواقعة على الأساس ينتج عنها توزيع خطى للإجهادات الواقعة على التربة أسفل الأساسات مباشرة. ولبيان وتوضيح ذلك فإنه في حالة تعرض الأساس للأحمال الميتة فقط (D.L only) يجب أن تقع محصلة القوى المؤثرة عند منسوب التأسيس في قلب مساحة الأساس (core of cross section) أى أنه يؤثر على المساحة قوى إجهادات ضغط فقط. وفي هذه الحالة يجب ألا تزيد مقدار اللامركزية لمحصلة القوى المؤثرة (e) عن الآتى :

- في حالة الأساسات ذات المقطع الدائري $e < \left(\frac{r}{4}\right)$
- في حالة الأساسات ذات المقطع المستطيل $e < \left(\frac{b}{6}\right) \text{ or } \left(\frac{a}{6}\right)$

وكما هو مبين بالشكل (٨-٦)

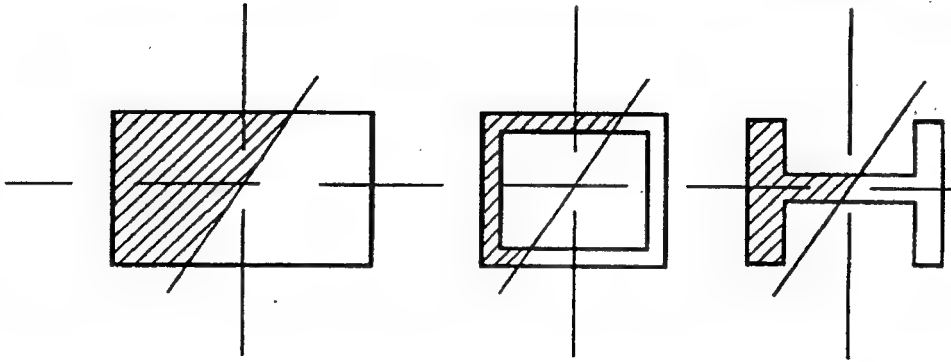


شكل (٨-٦) قلب الأساسات المستطيلة والدائرية

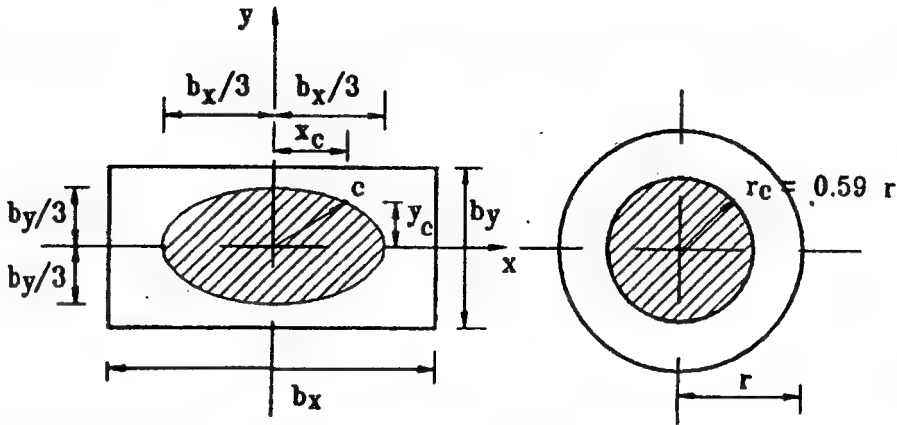
أما في حالة تعرض الأساسات لأحمال ميتة وحية (D.L + L.L) فيجوز السماح لجزء من المساحة الكلية للأساس بنقل ومقاومة إجهادات ضغط إلى التربة على ألا تقل

مساحة هذا الجزء عن ٥٠% من المساحة الكلية في حالة الأساس المتماثل مع مراعاة أن التربة لا تتحمل إجهادات شد وعليه تكون حدود هذا الجزء من مساحة الأساس محصورة بين حواف الأساس وخط مستقيم يمر بالمركز الهندسي لشكل الأساس (centroid) كما هو موضح بالشكل (٦-٩).

ولاستيفاء هذا الشرط يجب أن تقع محصلة نقطة تأثير محصلة القوى المؤثرة على الأساس في حدود وداخل المساحات المهيثة بالشكل (٦-١٠) وذلك لكل من الأساسات المستطيلة والدائرية.

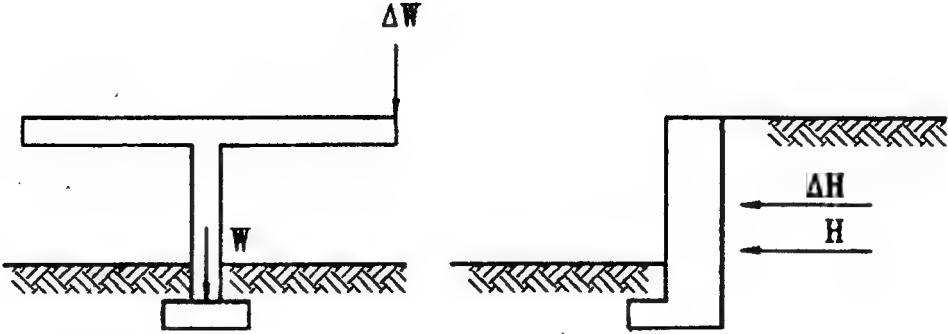


شكل (٦-٩) الأجزاء من مساحة الأساسات التي تعمل في نقل الأحمال من الأساس إلى التربة



شكل (٦-١٠) موضع تأثير محصلات القوى للأساسات المستطيلة والدائرية لتحقيق الأمان ضد الانقلاب

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يجب إعطاء أهمية خاصة لبعض الأساسات الحساسة للإقلااب مثل أساسات المنشآت الكابولية المزدوجة والحوائط الساندة والتي يجب ضرورة مراعاة الدقة فى حساب الأحمال الواقعة على هذه الأساسات والمنشآت كما هو مبين بالشكل (١١-٦).



شكل (١١-٦) أمثلة لبعض الأساسات الحساسة للإقلااب

٣-٥-٦ الأمان ضد قوى التعويم *Safety Against Uplift forces*:

★ فى بعض الأحيان فإنه فى حالة ارتفاع منسوب المياه الأرضية أعلى منسوب التأسيس للأساسات فإنه سوف تتعرض الأساسات لقوى دفع المياه من أسفل إلى أعلى وقوة الدفع هذه تتوقف على مقدار ارتفاع عمود المياه الجوفية أعلى منسوب التأسيس (h) وعلى كثافة الماء وأيضاً على مساحة الأساس المعرضة إلى قوة الدفع من أسفل إلى أعلى وبناء على ذلك فإنه يجب أن يكون الأساس آمناً ومتزناً ضد هذا التأثير وذلك بتحقيق معامل أمان كافى لمجابهة هذا الاتزان وهذا المعامل يسمى معامل الأمان من التعويم (Uplift factor of safety) وهذا المعامل يجب ألا يقل عن القيم المحددة فى الجدول (١-٦) وطبقاً لحالات التحميل المختلفة وهذا المعامل يعادل :

$$(6-6) \dots \dots \dots > 1.0 \text{ معامل الأمان من التعويم } (F_u) = \frac{Q}{U} \text{ uplift factor of safety}$$

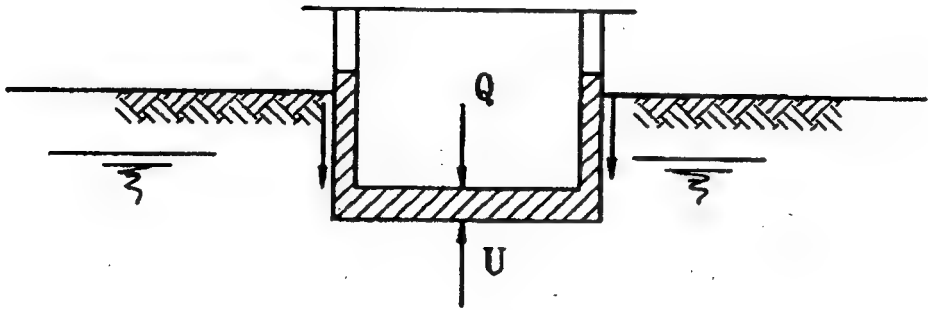
حيث (Q) : الحمل الرأسى الكلى المؤثر إلى أسفل عند منسوب التأسيس بالطن

(U) : قوى الدفع الكلية المؤثرة إلى أعلى عند منسوب التأسيس بالطن وهي تساوى مساحة الأساس (A) بالمتر المربع \times ارتفاع عمود المياه الجوفية أعلى منسوب التأسيس (h) بالمتر \times كثافة المياه الجوفية (γ) طن/م³.
i.e. $U = A \gamma h$ (t)

جدول (١-٦) معامل الأمان من التعويم

D.L + L.L + wind + Earth quake loads	D.L + L.L + wind + Pr.	D.L + L.L فقط	حالات التحميل
١,١	١,٢٠	١,٣٠	معامل الأمان من التعويم

* هذا وتجدر الإشارة إلى أنه في حالة ما إذا تم أخذ قيم مقاومة القص بين التربة وجوانب الأساس في الاعتبار كقيمة إضافية للقوى الرأسية المؤثرة إلى أسفل (كما هو الحال في بعض الأساسات الحساسة للتعويم كالخزانات المدفونة تحت سطح الأرض) فيجب في هذه الحالة أن تزداد القيم المذكورة في الجدول السابق (١-٦) لمعامل الأمان من التعويم بمقدار (٠,٢). وفي هذه الحالة يجب التأكد والنص على ذلك من عدم إزالة التربة طوال عمر المنشأ - شكل (١٢-٦).



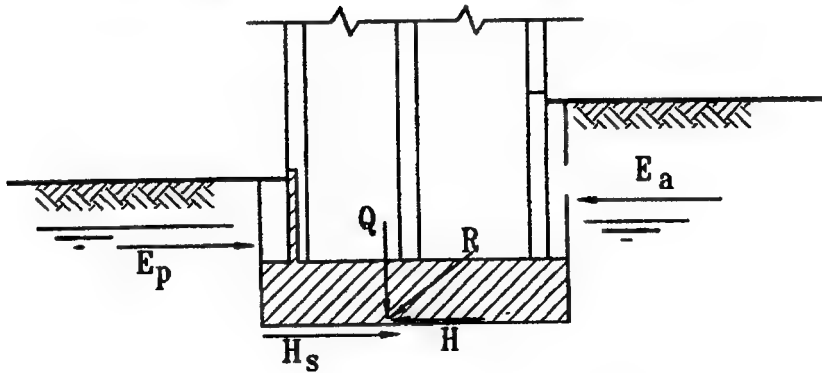
شكل (١٢-٦) أساسات حساسة للتعويم

٤-٥-٦ الأمان ضد الإنزلاق *Safety Against Sliding*:

★ عند تعريض أساسات أى منشأ إلى أحمال جانبية أفقية كبيرة وفى نفس الوقت صغر عمق الأساس المدفون تحت سطح الأرض بالإضافة إلى قيمة مقاومة القص للتربة الملامسة للأساس وكما هو مبين بالشكل (٦-١٣) حيث من المحتمل أن يحدث إنزلاق وحركة فى الاتجاه الأفقى للأساس ولمنع حدوث مثل هذا النوع من الإنزلاق وحركة الأساسات أفقياً فلا بد من توفير معامل يسمى معامل أمان ضد الانقلاب وهذا المعامل أكبر من الواحد الصحيح وهو يعادل (F_s).

$$F_s = \frac{H_s + E_p}{E_a + H} > 1.0 = \frac{\text{مجموع القوى المقاومة للإنزلاق}}{\text{مجموع القوى المسببة للإنزلاق}} \quad (6-7)$$

حيث (H_s) : قوة مقاومة قص للتربة عند قاعدة الأساس (S.F at foundation level)
 ، (E_p) : قوة ضغط التربة الجانبى المقاوم على الأساس (passive soil pressure)
 ، (E_a) : قوة ضغط التربة الجانبى الفعال على الأساس (active soil pressure)
 ، (H) : القوة الأفقية المنقولة من المنشأ عن قاعدة الأساس وهى تساوى المركبة الأفقية لمحصلة القوى المؤثرة على الأساس عند القاعدة



شكل (٦-١٣) الأمان من الإنزلاق

★ هذا ويمكن تقدير قيمة قوة مقاومة القص للتربة (H_s) من المعادلة التالية طبقاً لنوع التربة حيث :

$$H_s = Q \tan \phi' + A \cdot c_w \quad (6-8) \quad *$$

(Q) : محصلة القوى الرأسية المؤثرة عند منسوب التأسيس فيما فيها ضغط الماء عند القاعدة إن وجد

(ϕ') : هى زاوية الاحتكاك الداخلى بين الأساس والتربة وهى تعادل ثلثى زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة (ϕ) i.e. ($\phi' = \frac{2}{3} \phi$)

(A) : مساحة الأساس المعرض للضغط

(c_w) : هو إجهاد التماسك بين التربة والأساس حيث :

- فى حالة الطين الضعيف والمتوسط $C_w = C_u$

- فى حالة الطين المتماسك وشديد التماسك والصلد $C_w = \frac{1}{2} C_u$

حيث (C_u) هو إجهاد التماسك للتربة فى الحالة الغير مصرفة

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى حالة ارتكاز الأساس على تربة طينية يهمل

الجزء ($Q \tan \phi'$) ويصبح $H_s = A c_w$

وفى حالة ارتكاز الأساس على تربة رملية يهمل الجزء ($A c_w$) ويصبح

$H_s = Q \tan \phi'$ * (6-9)

★ هذا وعلى أية حال فإنه فى جميع الحالات، يجب ألا يقل معامل الأمان ضد

الانزلاق عن القيم الواردة فى الجدول (٦-٢) والمناظرة لحالات التحميل المختلفة.

جدول (٦-٢) قيم معامل الأمان ضد الانزلاق

حالة التحميل	D.L + L.L + wind + Earth quake (3)	D.L + L.L + wind + Pr. (2)	D.L + L.L (1)
معامل الأمان من الإنزلاق	١,١	١,٣	١,٥

٦-٥-٥ : الأمان ضد فشل وانهار التربة Safety Against Soil Failure

- تعريف فشل التربة تحت الأساس:

• يحدث فشل لتربة التأسيس نتيجة للأحمال الواقعة على الأساسات فى

إحدى صورتين الآتيتين لكل من الحالتين التاليتين :

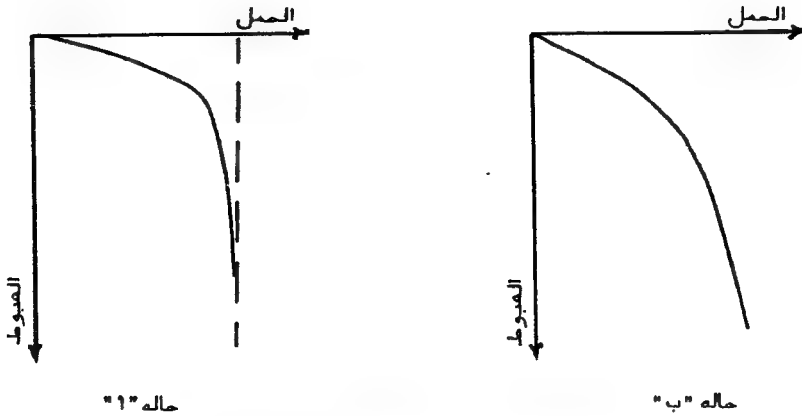
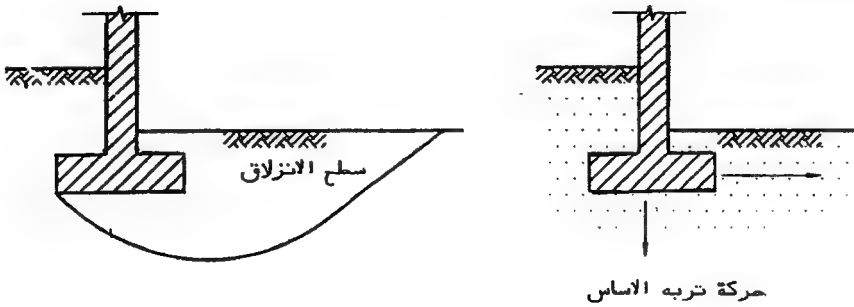
(أ) انزلاق للتربة أسفل الأساس وذلك على أسطح انزلاق منحنية محددة

الشكل كما هو موضح بالشكل (٦-١٤) وذلك فى حالة ما إذا وصلت قيمة

إجهادات القص على طول أسطح الانزلاق المنحنية أقصى مقاومة قص للتربة (انهيار قصي).

(ب) تحرك للتربة أسفل الأساس وعند جوانبه بدون أن يتكون سطح محدد للانزلاق كما هو موضح بالشكل (٦-١٤).

وفي كلتا الحالتين (أ)، (ب) تزيد حركة الأساس لأسفل بمعدل كبير بزيادة الحمل (هبوط رأسى) كما هو مبين على منحنيات العلاقة بين الحمل والهبوط الرأسى المصاحب له بالشكل (٦-١٤).



شكل (٦-١٤) تعريف فشل التربة

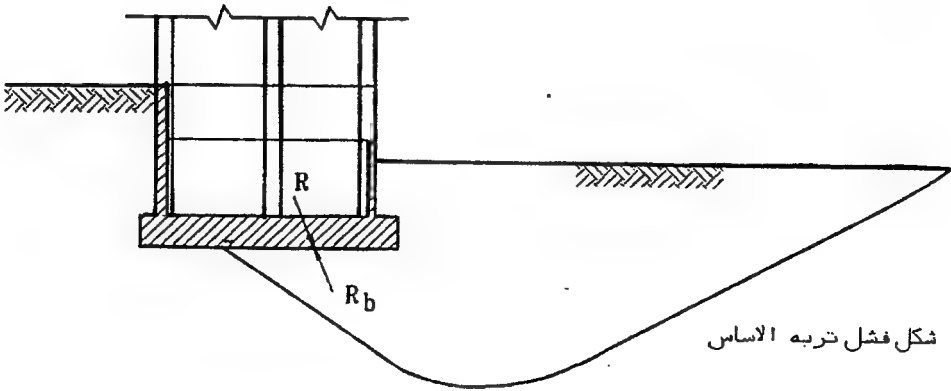
• يتم حساب قدرة تحمل التربة القصوى للحالتين (أ)، (ب) باستخدام نظريات اللدونة وبافتراض حدوث انزلاق على السطح المبين بالشكل (٦-١٤-أ)

ولكن فى حالة (٦-١٤-ب) غالباً ما يكون الهبوط هو العامل الحاكم فى التصميم.

• هذا وتجدر الإشارة إلى أن التربة قد تصل إلى قدرة تحملها القصوى فى

الحالات التالية :

- تزايد الأحمال الواقعة على الأساسات (أقصى إجهادات واقعة على تربة الأساس).
 - تناقص مقاومة القص لتربة الأساس.
 - قابلية التربة للهبوط.
 - حفر التربة المجاورة للأساس.
 - عوامل متنوعة مثل صغر حجم الأساس الخ.
- حتى يكون الأساس سليماً فإنه يجب تجنب انهيار وفشل التربة أسفله، ويحدث فشل وانهيار التربة أسفل الأساس عندما تكون قدرة تحمل التربة القصوى عند منسوب التأسيس أقل من محصلة القوى المؤثرة على الأساس عند منسوب التأسيس وكما هو مبين بالشكل (١٦-١٥).



شكل (١٥-٦) فشل وانهيار التربة أسفل الأساسات

• هذا ولمنع انهيار وفشل التربة أسفل الأساسات يجب تحقيق معامل أمان

كافى ضد هذا الفشل (F_b) وهذا المعامل يعادل :

$$(F_b) = \frac{(R_b) \text{ قوة التحمل القصوى للتربة عند منسوب التأسيس}}{(R) \text{ محصلة القوى المؤثرة عند منسوب التأسيس}} \text{ أكبر من الواحد الصحيح}$$

وقيمة هذا المعامل تتوقف على حالات التحميل المختلفة كما هو وارد في

الجدول (٣-٦).

جدول (٣-٦) معامل الأمان ضد فشل التربة وانهيارها

حالة التحميل	D.L + L.L + wind + Earth quake	D.L + L.L + wind + (2)	D.L + L.L (1)
معامل الأمان ضد فشل التربة	١,٥	٢,٠٠	٢,٥

٦-٥-٦ الأمان ضد الهبوط الزائد والهبوط المتفاوت أو النسبي:

Safety Against Overall Settlement and Differential Settlement:

* بصفة عامة عند انتقال الأحمال من الأساسات إلى التربة فإنه غالباً ما يحدث

هبوط لهذه الأساسات. وهذا الهبوط ربما يكون متساوي تحت جميع الأساسات وربما يكون متفاوتاً أو نسبياً تحتها.

فإذا ما كان الهبوط متساوياً تحت جميع الأساسات المكونة للمنشأ فإن ذلك لا يسبب أضراراً بالعناصر الإنشائية المكونة للمنشأ وذلك فيما يتعلق بسلامة المنشأ أو أمانه حيث لا ينتج من ذلك توليد ثمة أية شروخ أو تنميلات أو تصدعات اللهم إذا كانت قيمته كبيرة فقد يؤثر ذلك على سلامة وصلات المجارى وتغذية المياه وحسن أداء وظيفة المنشأ الخ. الأمر الذى يتطلب ضرورة ألا يتجاوز قيمة أقصى هبوط كلى للأساسات الضحلة القيم المذكورة في الجدول (٤-٦) والذى يتوقف على كلاً من نوع الأساس وكذلك نوع التربة أسفل الأساس.

جدول (٤-٦) أقصى هبوط كلى مسموح به للأساسات الضحلة

نوع الأساس	نوع التربة	أقصى هبوط كلى مسموح به (مم)
قواعد منفصلة	طينية (متماسكة)	٧٠
قواعد منفصلة	رملية (غير متماسكة)	٥٠
لبشة	متماسكة	١٥٠
لبشة	غير متماسكة	١٠٠

جدول (٦-٥) الهبوط المتفاوت المسموح به للمنشآت المختلفة

الهبوط المتفاوت بدلالة ظل زاوية الدوران	تصنيف الحالة والحد المتوقع حدوثه
٧٥٠ : ١	الحد المتوقع عنده مشاكل للمتطلبات الحساسة للهبوط المتفاوت
٦٠٠ : ١	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ كبيرة فى الإطارات من الخرسانة المسلحة الغير محددة إستاتيكياً بدرجة كبيرة
٥٠٠ : ١	الحد المطلوب للمنشآت المراد خلوها من أية شروخ على وجه العموم
٣٠٠ : ١	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ بالحوائط فى المباني الهيكلية وصعوبات فى المنشآت المحتوية على أوناش
٢٥٠ : ١	الحد الذى يمكن عنده ملاحظة ميل المباني العالية بالعين المجردة
-	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ كبيرة فى حوائط المباني الهيكلية
١٥٠ : ١	- الحد المتوقع عنده حدوث شروخ فى الحوائط الحاملة من الطوب أو الحجر (نسبة ارتفاع الحائط إلى طوله أقل من ٢٥%)
-	الحد الذى يحدث عنده أضرار فى هيكل المنشأ.

- ٣- يمكن أن تؤخذ قيمة الهبوط النسبى أو المتفاوت وذلك بطريقة تقريبية ما يعادل حوالى ٤/٣ أقصى هبوط حادث بين القواعد، هذا ويمكن أخذ قيمة أقصى قيمة هبوط نسبى ما يعادل ٣٨ مم للتربة الطينية، ٢٥ مم للتربة الرملية.
- ٤- أن أقصى ظل لزاوية الدوران ناتجة من الهبوط النسبى بين قاعدتين متجاورتين هو ١ : ٣٠٠.

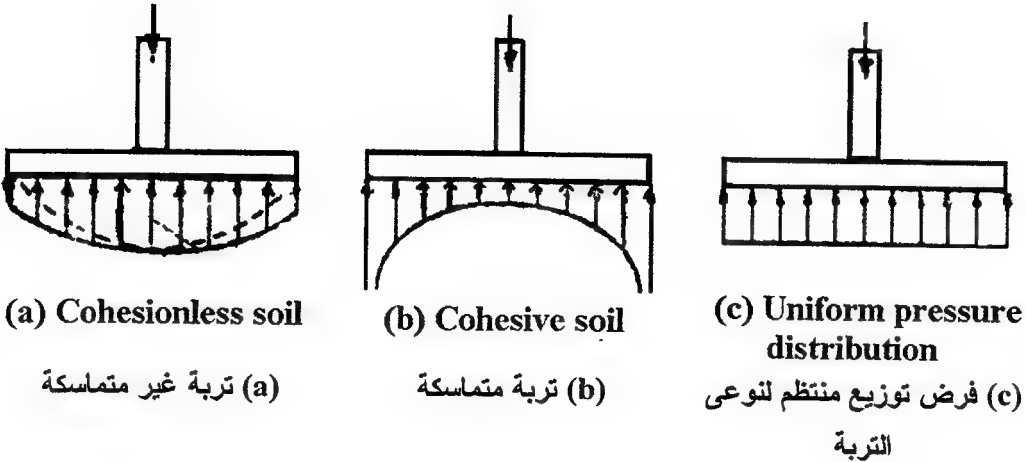
٦-٦ توزيع الضغوط على التربة تحت الأساس:**6-6 Pressure Distribution on soil Beneath Footing:**

★ بينت وأوضحت الدراسات النظرية المعتمدة على نظرية المرونة وكذلك نتائج الاختبارات المعملية أن توزيع الضغوط على التربة تحت الأساس المعرض إلى حمل محورى أو مركزى هو توزيع غير منظم الشكل.

★ إن كيفية توزيع وقيم الضغوط على التربة أسفل الأساس فى هذه الحالة يعتمد على عدة عوامل منها :

- جساءة الأساس Ridity of footing
- نوع وطبيعة التربة أسفل الأساس Soil type
- حالة التربة Soil condition
- عمق التأسيس أسفل سطح التربة
- طبيعة ونوع الأحمال المؤثرة على الأساس والمنقولة إلى التربة

★ ويبين الشكل (٦-١٦) كيفية توزيع ضغوط التربة على الأساس وهى إلى أعلى عكس اتجاه تأثير الحمل الواقع على الأساس وهو إلى أسفل وذلك فى حالة واعتبار الأساس هو أساس جاسئ (Rigid footing) وذلك على نوعين من التربة هما : التربة الغير متماسكة (loose cohesion less soil) مثل الرمل والتربة المتماسكة (cohesive soil) مثل الطين والطينى، كما يبين الشكل (٦-١٦) شكل توزيع ضغوط التربة المنتظم والذي عادة ما يفرض على أساس أنه منتظم التوزيع ومتساوى أسفل الأساس.



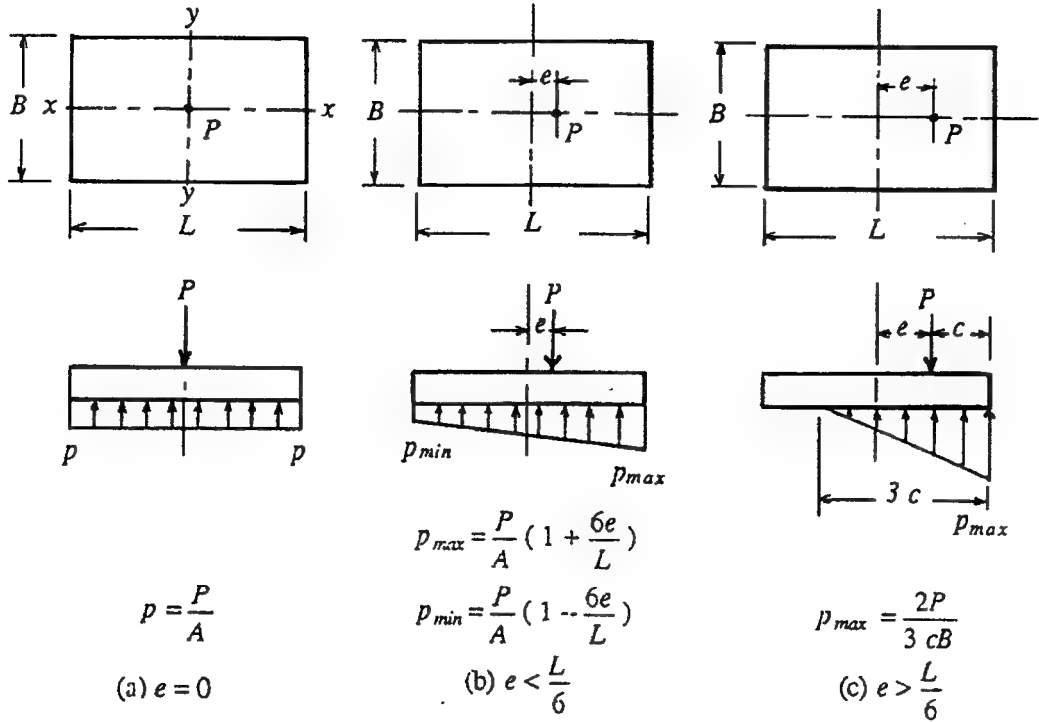
شكل (٦-١٦) توزيع ضغوط التربة أسفل الأساس الجاسئ والمعرض إلى حمل مركزى

★ حيث كما هو مبين بالشكل (٦-١٦-أ) عند تعريض أساس جاسئ إلى حمل مركزي والأساس يركز على طبقة مستمرة من تربة غير متماسكة كالرمل فإن حبيبات التربة على الحواف الخارجية للأساس لا تكون قصيرة بالدرجة التي تسمح لها بمقاومة أى إجهاد بينما حبيبات التربة عند مركز القاعدة تكون محاطة ومقيدة نسبياً (Triaxial state of stress) الأمر الذى يزيد من مقاومتها وبالتالي قدرتها على مقاومة إجهادات أكبر من الحواف. بينما فى حالة التربة المتماسكة حيث قيم الإجهادات الواقعة على التربة عند الحواف تزداد بدرجة كبيرة بالمقارنة بتلك الواقعة على التربة عند مركز القاعدة كما هو مبين بالشكل (٦-١٦-ب).

★ ولسهولة الحل والتطبيق فإنه يتم فرض توزيع الإجهاد بالتساوى على التربة كما هو مبين بالشكل (٦-١٦-ج) ولذلك فإنه بمجرد معرفة قيمة هذا التوزيع المتساوى (أقصى إجهاد منتظم واقع على التربة من الأساس) فإنه يمكن تقدير وحساب قيمة القوى الداخلية المتولدة فى الأساس ممثلة فى أقصى عزم انحناء (M.B.M) وأقصى قوة قاصة (M.S.F) وبالتالي يمكن حساب وتقدير قيمة سمك القاعدة وأبعادها وأماكن حديد التسليح الرئيسى (حديد الشد) وكذلك كمية حديد التسليح المطلوبة لمجابهة أقصى إجهادات متولدة فى القاعدة بأنواعها المختلفة - كما سوف يرد فيما بعد (إجهاد الارتكاز - إجهاد الإحناء - إجهاد القص العادى - إجهاد القص الثاقب - إجهاد التماسك الخ) وذلك حتى تصبح القاعدة أو الأساس آمنة وقادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه بغض النظر عن العوامل السابقة إلا أنه فى حالة انطباق مركز ومحصلة الأحمال المؤثرة على القاعدة عند سطح تلامسها مع التربة مع ثقل القاعدة ($e = 0$) فإن القاعدة تتعرض إلى أحمال مركزية وبالتالي فإن توزيع الضغوط والإجهادات الواقعة على التربة فى هذه الحالة يكون منتظماً ويساوى قيمة الحمل المركز المؤثر (P) مقسوماً على مساحة التلامس بين القاعدة والتربة (A) كما هو موضح بالشكل (١٦-١٧-أ).

$$\text{i.e. } f = \frac{P}{A} \quad \dots\dots\dots (6-10)$$



شكل (٦-١٧) توزيع الضغوط والإجهادات على التربة أسفل القواعد

★ وإذا ما كانت محصلة الأحمال المؤثرة على القاعدة لا ينطبق مع مركز ثقلها ففي هذه الحالة تكون القاعدة معرضة إلى أحمال لا مركزية (eccentric) أي معرضة إلى قوى عمودية (P)، عزم انحناء (M) وهذا العزم يعادل قيمة (P) مضروبة في (e) مقدار اللامركزية كما هو موضح بالشكل (٦-١٧-ب)

i.e. $M = P \cdot e$

وبالتالي فإن الإجهادات والضغوط الواقعة على التربة لا تكون منتظمة ولكنها خطية وأن هذه الإجهادات تصل إلى أقصى قيمة (f_{max}) على جانب من جوانب القاعدة وأقل قيمة (f_{min}) على الجانب الآخر للقاعدة وأن هذه القيم القصوى والدنيا يمكن تقديرها من المعادلات الخاصة بذلك والتي تتوقف على قيمة اللامركزية ($e = \frac{M}{P}$).

i.e. $f_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{\ell} \right)$ (6-11) *

$$f_{\min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{\ell} \right) \quad \dots\dots\dots (6-12) \quad *$$

هذا وتجدر الإشارة إلى أنه طبقاً لقيمة اللامركزية (e) منسوبة إلى أبعاد القاعدة أى القيمة $\left(\frac{e}{\ell}\right)$ i.e. فإنه سوف ينتج الحالتين التاليتين للتحميل :

الحالة الأولى : إذا وقع الحمل فى داخل الكور الخاص بالقاعدة:

(Inside the Core of base area):

ففى هذه الحالة يتوزع الحمل والضغط على كامل القاعدة ولكن بدون تساوى وكما شرحنا سابقاً أى يكون ضغط التربة غير منتظم التوزيع ولكنه بنفس الإشارة أى ضغط وليس هناك شد على القاعدة وقيم الضغوط تتحدد بالحددين الأقصى (f_{\max}) والأدنى (f_{\min}) طبقاً للمعادلات السابقة وفى هذه الحالة تكون قيمة اللامركزية (e) أقل من $\left(\frac{\ell}{6}\right)$ i.e. $\left[e < \frac{\ell}{6} \right]$

الحالة الثانية : إذا وقع الحمل خارج الكور الخاص بالقاعدة:

(Outside the Core of base area):

ففى هذه الحالة لا يتوزع الحمل وبالتالي ضغط التربة على كامل القاعدة ولكن على جزء منها وذلك لتولد إجهادات شد مساوية للقيمة (f_{\min}) على أحد الجوانب وإجهادات ضغط قصوى مساوية للقيمة (f_{\max}) على الجانب الآخر، وحيث أن التربة لا تتحمل شد فلذلك يكون توزيع الإجهادات الواقعة على التربة أو المؤثرة على القاعدة تكون على هيئة مثلث ذو قيمة أقصى إجهاد (f_{\max}) و (صفر) عند نقطة تبعد على مسافة قدرها (c) من هذا الجانب المعرض لأقصى ضغط أى على طول من القاعدة قدرها (c) 3 وفى هذه الحالة قيمة اللامركزية (e) تكون أكبر من $\left(\frac{\ell}{6}\right)$ i.e. $\left[e > \frac{\ell}{6} \right]$ وأن أقصى قيمة للإجهاد تعادل :

$$f_{\max} = \frac{2P}{3CB} \quad \dots\dots\dots (6-13) \quad *$$

حيث (P) : قيمة الحمل اللامركزى الذى يؤثر على القاعدة

(e) : مقدار اللامركزية $e = \frac{M}{P}$ ،

، (C) : المسافة مقاسة من نقطة تأثير الحمل إلى الجانب أو النقطة المعرضة إلى

$$C = \left(\frac{l}{2} - e\right) \quad (f_{\max}) \text{ أقصى إجهاد}$$

، (B) : عرض الأساس أو القاعدة

٦-٧ قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية:

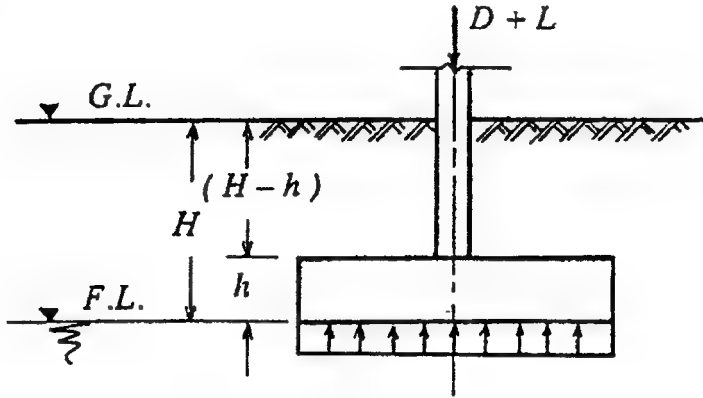
6-7 Bearing Capacity of Soil for Shallow Foundation:

★ يتم حساب قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية باستخدام معادلات خاصة بذلك وهذه المعادلات متوفرة في معظم مراجع ميكانيكا التربة وكذلك في المواصفات القياسية حيث تعطى قيم تقريبية لقدرة تحمل التربة في جداول خاصة بذلك بهدف عمل تصميم ابتدائي للقواعد ومن ثم إعادة حساب قدرة تحمل التربة باستخدام الأبعاد الابتدائية للقاعدة.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه في بعض الأحيان يمكن إعطاء قدرة تحمل التربة الرملية في صورة منحنيات بدلالة عرض الأساس، مع اعلم بأن قدرة تحمل التربة الطينية لا تعتمد على عرض الأساس.

★ هذا ويجب التفرقة بين قدرة تحمل التربة الكلى المسموح به (Gross Bearing capacity) وقدرة تحمل التربة الصافي المسموح به (Net Bearing capacity) كما يلي:

هذا ويمكن تعريف قدرة تحمل التربة الكلى المسموح به (Allowable gross soil pressure) (f gross) بأنه الحد الآمن أو أقصى إجهاد تتحمله التربة تحت الأساس مباشرة عند منسوب التأسيس وذلك تحت تأثير كل وجميع الأحمال المؤثرة على التربة فوق هذا المنسوب، وهذه الأحمال هي بالطبع تشمل أحمال التشغيل (Service loads) المنقولة من الأعمدة أو الحوائط إلى الأساس + وزن الأساس الخرساني نفسه + وزن عمود التراب فوق الأساسات والمحصور بين السطح العلوى للأساس ومنسوب سطح الأرض الطبيعية.



شكل (١٨-٦)

* بالإشارة إلى الشكل (١٨-٦) والذي فيه يتعرض أساس منفصل إلى حمل

محورى منقول من العمود أو الحائط فوقه حيث :

i - الحمل الواقع على العمود أو الحائط = الحمل الحى + الحمل الميت (D.L + L.L)
(بالطن)

ii - وزن الأساس الخرسانى نفسه = مساحة الأساس (القاعدة) (A) × ارتفاع الأساس (h) × كثافة الخرسانة (γ_c) (طن)

(γ_s) : وزن وحدة الحجم من التربة (كثافة التربة) تتراوح ما بين ١,٦ - ١,٨ طن/م^٣

(γ_c) : وزن وحدة الحجم من الخرسانة وهى تتراوح ما بين ٢,٤ - ٢,٥ طن/م^٣
iii - وزن التراب فوق السطح العلوى للأساس وحتى سطح الأرض = مساحة الأساس (القاعدة) (A) × ارتفاع عمود التراب (H-h) × كثافة التراب (γ_s) طن
وعليه حسب التعريف السابق فإن :

* أقصى إجهاد كلى واقع على التربة يعادل (f_{gross})

$$f_{gross} = \frac{\text{مجموع العناصر (iii) + (ii) + (i)}}{\text{مساحة الأساس}} = \frac{(D + L) + \gamma_c A h + \gamma_s A (H - h)}{A}$$

$$= \frac{(D + L)}{A} + \gamma_s (H - h) + \gamma_c h \quad \dots\dots\dots (6-14) \quad *$$

حيث (h) : ارتفاع الأساس

، (H) : عمق التأسيس

★ هذا ويعرف الإجهاد الصافي المسموح به للتربة Allowable net soil

pressure (f_{net}) بأنه الحد الآمن للضغط الواقع على سطح التربة عند منسوب التأسيس أسفل الأساسات والنتائج من تأثير جميع الأحمال المؤثرة على التربة فوق هذا المنسوب بدون الأخذ في الاعتبار وزن عمود التراب بين السطح العلوى للأساس ومنسوب الأرض الطبيعية، أى أنه بالإشارة إلى الشكل (٦-١٨) فإن :

$$f_{net} = \frac{(D + L) + \gamma_c A h - \gamma_s A h}{A}$$

$$= \frac{(D + L)}{A} + h (\gamma_c - \gamma_s) \quad \text{..... (6-15) } *$$

وبطرح المعادلتين (6-14) ، (6-15) فإن :

$$f_{gross} - f_{net} = \gamma_s H \quad \text{..... (6-16) } *$$

وهذه المعادلة الأخيرة تبين أن الفرق بين الإجهاد الكلى المسموح به والإجهاد

الصافي المسموح به للتربة هو وزن عمود التراب لوحدة المساحات والمحصور بين السطح العلوى للأساس (القاعدة) وسطح الأرض الطبيعية.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه من المعتاد عند التصميم التعبير عن الضغط

الواقع على التربة بدلالة ما يسمى بالإجهاد التصميمى المسموح به للتربة

(Allowable design soil pressure) وهذا الإجهاد يقصد به الحد الآمن للضغط الواقع

على التربة من جراء ونتيجة تأثير أحمال التشغيل فقط المؤثرة والواقعة على العمود أو

الحائط عند منسوب سطح الأرض الطبيعية أى نتيجة فقط (D.L + L.L) أى :

$$f_{net all} = \frac{D + L}{A} = \frac{\text{مجموع أحمال التشغيل فقط}}{\text{مساحة الأساس}}$$

وبالتعويض عن قيم f_{gross} ، f_{net} المذكورة بالمعادلات السابقة فإن

$$f_{net all} = f_{gross} - \gamma_c h - \gamma_s (H - h) \quad \text{..... (6-17) } *$$

$$= f_{net} - h (\gamma_c - \gamma_s) \quad \text{..... (6-18) } *$$

هذا وبفرض مجازاً أن ($\gamma_s \cong \gamma_c$) فإن قيمة ($f_{net all}$) تعادل قيمة (f_{net})

* هذا ومما هو معروف أنه بمجرد معرفة أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة ($f_{net \text{ all}}$) بتحديد لها نظرياً أو معيلاً فإنه يمكن إيجاد مساحة تحميل الأساس على التربة المطلوبة لمقاومة أى حمل تشغيل. بمعنى أن :

$$\frac{(D + L)}{f_{net \text{ all}}} = (A) \text{ (م}^2\text{)} = \frac{\text{حمل التشغيل (الحمل الميت + الحمل الحى) (طن)}}{\text{أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة (طن/م}^2\text{)}} =$$

الفصل السابع تصميم الأساسات السطحية بصفة عامة

١-٧ مقدمة:

★ معنى تصميم الأساسات هو إيجاد المعلومات والبيانات التالية :

- عمق ومنسوب التأسيس.
- مساحة الأساس وشكله وأبعاده من حيث الطول والعرض.
- عمق أو سمك الأساس الكلى وبالتالي تحديد سمك الغطاء الخرساني.
- حديد التسليح اللازم والمطلوب للأساس وكيفية توزيعه وأقطاره.

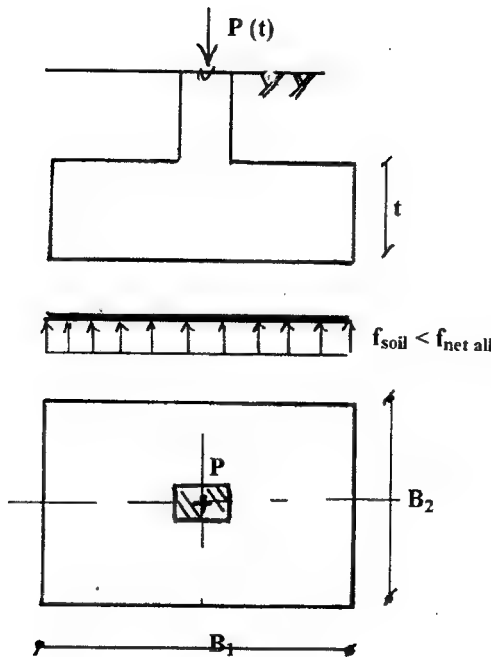
★ هذا بالإضافة إلى تحديد الآتى :

- احتياطات الحفر وكيفية سند جوانبه.
- الاحتياطات الواجب توفيرها لحماية المنشآت وأساسات الجيران والمرافق المجاورة.
- الاحتياطات الواجب اتباعها لترتبة التأسيس مثل الدمك أو الإحلال.
- كيفية وطريقة نزح المياه الجوفية بحيث لا تؤثر على سلامة المنشآت المجاورة.
- كيفية حماية الأساسات من الظروف والمواد المحيطة بها مثل العزل وخلافه.
- مكونات خرسانة الأساسات ونوع الأسمنت الملائم لطبيعة التربة حول الأساسات.
- نوع وطبيعة مادة الردم حول وبين الأساسات.
- كيفية ربط الأساسات فى الاتجاهين العرضى والطولى للمبنى وتفاصيل الشدادات الرابطة ومنسوبها.

★ عند تعريض أى قاعدة سطحية ذات أبعاد معينة سواء قاعدة منفصلة أو مجمعة أو الخ إلى حمل أو مجموعة من الأحمال من أعلى إلى أسفل منقول من أعمدة أو حوائط الخ فإن هذه القاعدة تكون معرضة إلى رد فعل من التربة يؤثر على مساحة القاعدة من أسفل إلى أعلى وفى هذه الحالة يجب أن تنطبق محصلة رد فعل التربة على القاعدة على مركز تأثير محصلة الأحمال المنقولة إلى القاعدة أو الأساس وفى هذه الحالة يجب أن تكون القاعدة متزنة فى حالة اتزان خارجى وتنطبق عليها شروط الاتزان

$$\Sigma Y = 0 \quad , \quad \Sigma K = 0 \quad , \quad \Sigma M = 0$$

وكمثال إذا فرضنا قاعدة منفصلة كما هو مبين بالشكل (٧-١) يؤثر عليها حمل تشغيل مركز من العمود قدره $P(t)$ فإن الأساس سوف يقاوم هذا الحمل عن طريق مقاومة وضغط التربة إلى أعلى على الأساس وهو فى هذه الحالة يكون جهد توزيع منتظم قدره (f_{soil}) وهو يساوى $f_{soil} = \frac{P}{A} t/m^2$ حيث (A) مساحة مقطع الأساس وهى تساوى $(B_1 \times B_2)$.



شكل (٧-١)

★ وحتى تكون هذه القاعدة آمنة ولا يحدث لها أى نوع من الانهيارات يجب تحقيق ومنع حدوث أحد الاحتمالات التالية للانهيار :-

i- أبعاد القاعدة (مساحة تحميل القاعدة على التربة) (A) أى البعدين (B_1 , B_2) يجب أن تكون كافية حتى لا يحدث انهيار للتربة تحت الأساس نتيجة [انهيار قص للتربة أو زيادة الهبوط عن الحدود المسموح بها حسب طبيعة ونوع التربة] بمعنى أنه يجب ألا يزيد أقصى إجهاد واقع على التربة (f_{soil}) عن أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة ($f_{net all}$) وهو يتوقف على مجموعة عوامل منها طبيعة التربة ومقاومتها الخ.

$$\text{i.e. } f_{soil} = \frac{P = \Sigma (D + L)}{A} \leq f_{net soil all}$$

ii- عمق القاعدة الكلى (t) يجب أن يكون كافياً لمجابهة الإجهادات الداخلية المتولدة فى هذه القاعدة نتيجة لطبيعة ونوعية القوى الداخلية المتولدة فيها من عزوم انحناء وقوى قاصة وأحمال ارتكاز الخ بالإضافة إلى مقاومة عالية مع الزمن والعوامل المحيطة بالقاعدة وذلك عن طريق ألا تتعدى الإجهادات المتولدة نتيجة لهذه القوى الداخلية عن الحدود المسموح بها حتى لا يحدث انهيار نتيجة لهذه القوى وأيضاً مع توفير غطاء خرسانى كافى لمجابهة العوامل المحيطة.

★ لذلك فإن العمق الكلى (t) يعادل العمق الفعال (d) + سمك الغطاء الخرسانى وهو فى حدود من ٥ - ٧ سم.

★ وحيث أن العمق الفعال وكيفية اتصال العمود والقاعدة يتحكم فيها الإجهادات التالية :

- أقصى إجهاد انحناء (flexural stress) متولد فى كل من الخرسانة وحديد التسليح الرئيسى نتيجة لأقصى عزم انحناء (B.M) واقع على القاعدة يجب ألا يتعدى الحدود المسموح بها وذلك لمنع الانهيار على مستوى رأسى نتيجة للانحناء فى كل من الحديد والخرسانة عند وجه العمود.

- أقصى إجهاد قص (shear stress) متولد على القطاع وعلى كل من الخرسانة وحديد التسليح نتيجة للقوى القاصة (Shearing Force) المصاحبة لعزم الانحناء

وذلك لمنع الانهيار على مستويات مائلة نتيجة للقوى القاصة وبذلك يجب ألا يتعدى إجهادات القص على الخرسانة عن الحدود المسموح بها.

- أقصى إجهاد قص ثاقب (punching shear stress) متولد على القطاع وذلك نتيجة للقوى القاصة الثاقبة المتولدة فى القاعدة لاحتمال ومنع انهيار القاعدة باختراق العمود للقاعدة. وبذلك يجب ألا تتعدى أقصى إجهادات قص ثاقبة واقعة على الخرسانة عن الحدود المسموح بها.

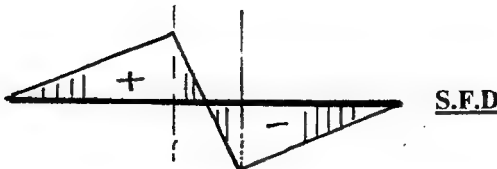
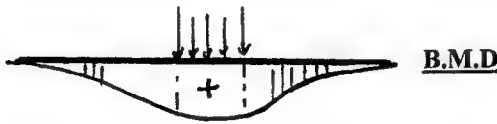
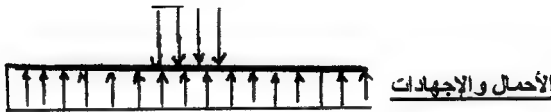
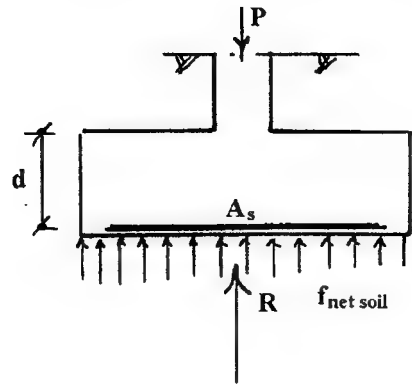
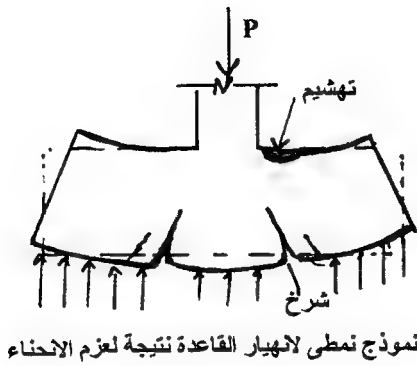
- أقصى إجهاد تماسك (Bond stress) متولد بين الخرسانة وحديد التسليح عند القطاعات المعرضة لأقصى عزم انحناء وذلك لمنع انهيار وانزلاق حديد التسليح من داخل الخرسانة وبذلك يجب ألا تتعدى أقصى إجهادات التماسك عن الحدود المسموح بها للخرسانة.

- أقصى إجهاد ارتكاز واقع على القاعدة الخرسانية (Bearing stress) عند اتصالها بالعمود نتيجة لنقل حمل العمود من مساحة صغيرة وهى مساحة العمود إلى مساحة كبيرة وهى مساحة القاعدة المسلحة وفى هذه الحالة يجب ألا يتعدى أقصى إجهاد ارتكاز عن الحدود المسموح بها لمقاومة ارتكاز الخرسانة وذلك كما سوف يرد فيما بعد.

٧-٢ بالنسبة لأقصى إجهاد انحناء واقع على القاعدة على كل من الخرسانة وحديد التسليح (تصميم القواعد لمقاومة عزوم الانحناء):

نتيجة للضغط الواقع على التربة من الأساس والذي يسمى فى الغالب إجهاد التلامس بين سطحى التربة وبطنية الأساس وهذا الإجهاد يعادل أقصى إجهاد صافى على التربة (f_{net}) ويؤثر من أسفل إلى أعلى على كامل سطح القاعدة، ونتيجة لذلك وباعتبار العمود ركيزة للقاعدة فإنه باعتبار القاعدة كابولى مقلوب كما هو مبين بالشكل (٧-٢) فإن القاعدة سوف يحدث لها تشكلاً كما هو متوقع بالشكل (٧-٢) نتيجة لتولد إجهادات انحناء شد ببطنية الأساس على السطح الملاصق للتربة وضغط على السطح العلوى للأساس وذلك بسبب تولد عزوم انحناء موجبة على القاعدة مسببة حدوث

انهيار انحناء (flexural failure) والذي يقاوم بواسطة عمق الأساس (d) وبفرض أن هذه القاعدة من الخرسانة المسلحة فإنه لمنع حدوث هذا النوع من الانهيار نتيجة لعزم الانحناء فإنه يتطلب الأمر ضرورة وضع حديد تسليح رئيسى فى قاع القاعدة يتناسب مع قيمة عزم الانحناء المتولد وعمق الأساس مع عدم الإخلال بأقصى إجهادات متولدة فى كل من الخرسانة وحديد التسليح ألا تتعدى الحدود المسموح بها وذلك حسب طريقة التصميم (التصميم المرن أو تحت حمل التشغيل أو التصميم الأقصى تحت أقصى حمل واقع على القاعدة) وطبقاً للأسس والاشتراطات وبنود الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية بالنسبة للكمرات.



شكل (٧-٢) القاعدة والأحمال والإجهادات المتولدة فيها (عزوم الانحناء والقوى القاصة)

والمشكلة تتلخص فى قطاع حرج على شكل مستطيل معرض إلى عزم انحناء أقصى (M_{max}) والمطلوب حساب السمك أو العمق المناظر والأمين لمقاومة هذا العزم وذلك بطريقة المرونة (طريقة إجهادات التشغيل) أو بالتصميم الحدى للمقاومة (طريقة المقاومة القصوى) وذلك كما سوف يرد فيما بعد.

i - القطاع الحرج للعزوم:

تؤخذ القطاعات الحرجة للعزوم على أساس أخذ قطاع رأسى يمر بالقاعدة كالاتى :

- بالنسبة للقواعد العادية المرتكز عليها قواعد مسلحة:

يكون القطاع الحرج على وجه القاعدة الخرسانية المسلحة وكما هو مبين بالشكل (٣-٧).

- بالنسبة للقواعد المسلحة المرتكز عليها أعمدة أو حوائط خرسانية

مسلحة:

يكون القطاع الحرج على وجه العمود أو وجه الحائط الخرسانى المتصل بالقاعدة كما هو مبين بالشكل (٣-٧).

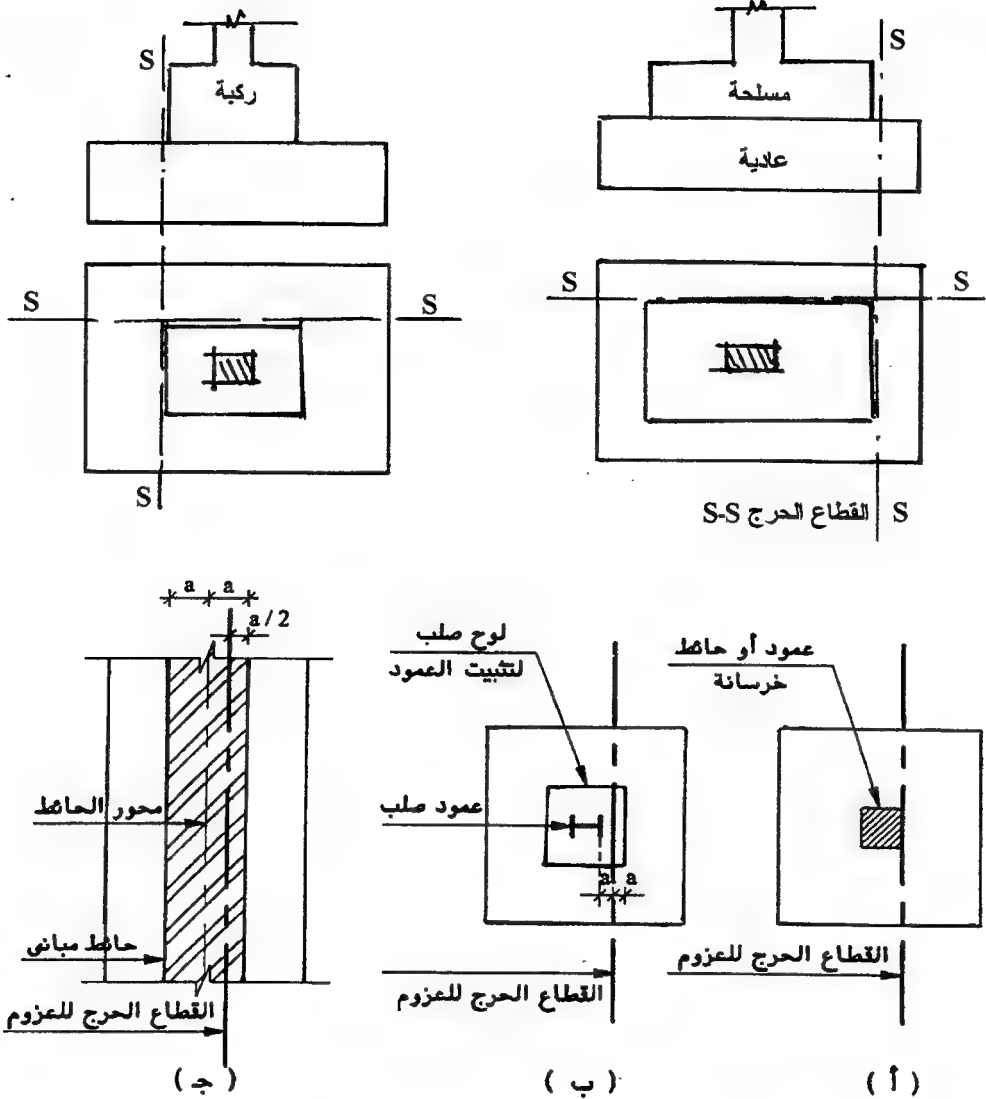
- بالنسبة للقواعد المسلحة المرتكز عليها أعمدة حديدية من

الصلب:

يكون القطاع الحرج عند منتصف المسافة بين حافة العمود وحافة اللوح الصلب المرتكز على القاعدة الخرسانية أسفل العمود - شكل (٣-٧).

- بالنسبة للقواعد المسلحة المرتكز عليها حوائط من الطوب:

يكون القاع الحرج عند منتصف المسافة بين منتصف وحرف حائط المباني من الطوب المرتكزة على القاعدة - شكل (٣-٧).



شكل (٧-٣) القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء فى القواعد الخرسانية

ii - أقصى عزوم حانية على القطاع الحرج:

Max. B.M at Critical Section:

يتم حساب العزوم الحانية وبالتالي أقصى عزم انحناء عند القطاعات الحرجة وذلك بأخذ عزوم جميع القوى المؤثرة على القاعدة على جانب واحد من القطاع الحرج وكما سوف يرد فيما بعد.

iii- عمق القاعدة وحديد تسليحها الرئيسى المقاوم لعزوم الانحناء:

بمعلومية أقصى عزم انحناء سواء فى مرحلة التشغيل (M_{max}) أو عند أقصى حمل ($M_{u max}$) يؤثر على القاعدة منقل من العمود أو الحائط الخرسائى فإنه يمكن إيجاد وتحديد عمق القاعدة المناظر وحديد التسليح الرئيسى الذى يقاوم أى منها وذلك حسب طريقة التصميم سواء بطريقة التصميم المرن (إجهادات التشغيل working stress design) أو بطريقة الحد الأقصى للمقاومة (ultimate strength design) وكما يلى :

أ) التصميم المرن (باستخدام إجهادات التشغيل):

وفى هذه الحالة يتم تحديد عمق القطاع الخرسائى (t) وعمق حديد التسليح المطلوب (A_s) والمناظرة لقيمة (M_{max}) أقصى عزم انحناء مصاحب لأحمال التشغيل (الحمل الميت + الحمل الحى) وذلك بدلالة عرض القطاع وهو عرض القاعدة فى هذه الحالة الذى يقاوم عزم الانحناء ونوعية ورتبة كل من الخرسانة وحديد التسليح المستخدم وذلك بشرط ألا تتعدى أقصى إجهادات انحناء واقعة على كل من الخرسانة وحديد التسليح قيم أقصى إجهادات تشغيل مسموح بها لهذه المواد طبقاً للمرحلة الثانية لسلوك الخرسانة المسلحة بمعنى المعطيات هى :

(M_{max}) : أقصى عزم انحناء تشغلي ($t.cm$)

(b) : عرض القطاع المقاوم للعزم (cm)

(f_s) : أقصى إجهاد واقع على حديد التسليح (kg/cm^2)

(f_c) : أقصى إجهاد انحناء واقع على الخرسانة (kg/cm^2)

($f_s all$) : أقصى إجهاد تشغيل شد مسموح به لحديد التسليح وهو يتوقف

على رتبة حديد التسليح (kg/cm^2)

($f_c all$) : أقصى إجهاد تشغيل ضغط مسموح به للخرسانة فى الانحناء وهو

يتوقف على رتبة الخرسانة (kg/cm^2)

وفى هذه الحالة يجب أن تكون ($f_c < f_c all$) ، ($f_s < f_s all$)

يتم تحديد عمق القطاع (d) ونسبة حديد التسليح (A_s) المطلوبة لمجابهة عزم الانحناء باستخدام المعادلات التصميمية الخاصة بالخرسانة المسلحة في المرحلة المرنة (Stage II).

- العمق الفعال للقطاع:

$$\text{i.e. } d = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}} \quad (\text{cm}) \quad \dots\dots\dots (7-1) \quad *$$

حيث (k_1) : ثابت يتوقف على رتبة كل من حديد التسليح والخرسانة المستخدمة وليس له تمييز ومن ثم يمكن إيجاد العمق الكلى (t) وهو يساوى $t = (d + c)$ حيث (c) سمك الغطاء الخرساني وهو في حدود من 5 - 7 سم في حالة الأساسات.

- مساحة الحديد المطلوبة:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d} \quad (\text{cm}^2/b) \quad \dots\dots\dots (7-2) \quad *$$

حيث (k_2) : ثابت يتوقف أيضاً على رتبة كل من حديد التسليح والخرسانة المستخدمة، وهذه المساحة (A_s) هي أقل مساحة مطلوبة لمقاومة عزم الانحناء المؤثر على القطاع الحرج بحيث لا تتعدى الإجهادات الواقعة على كل من الخرسانة وحديد التسليح أقصى إجهادات تشغيل مسموح بها ($f_{c \text{ all}}$) ، ($f_{s \text{ all}}$) على التوالي وذلك في حالة وجود حديد تسليح في منطقة الشد فقط وهذه المساحة يتم توزيعها على كامل العرض (b) بالكيفية والطريقة التي سوف ترد فيما بعد مع ملاحظة أن هذه القيمة (A_s) يجب ألا تقل عن الحدود الدنيا لها ولا تزيد عن الحدود القصوى لها كما سوف يرد فيما بعد.

- إجهادات التشغيل المسموح بها للخرسانة وحديد التسليح ($f_{c \text{ all}}$ ، $f_{s \text{ all}}$):

• يجب ألا تتعدى إجهادات التشغيل في الخرسانة وحديد التسليح عن القيم المسموح بها وطبقاً لرتبة حديد التسليح والخرسانة وكما هو وارد في الجداول (١-٧) ، (٢-٧).

جدول (٧-١) إجهادات التشغيل المسموح بها للخرسانة في الانحناء للقطاعات على شكل مستطيل

٣٠٠	٢٥٠	٢٢٥	٢٠٠	١٨٠	رتبة الخرسانة (f_{c28}) (كجم/سم ^٢)
١٠٥	٩٥	٩٠	٨٠	٧٠	إجهاد التشغيل المسموح به ($f_{c all}$) (كجم/سم ^٢)

جدول (٧-٢) إجهادات التشغيل المسموح بها للصلب في الانحناء لجميع رتب الخرسانة

رتبة الحديد أو الصلب	صلب طرى	صلب	صلب عالى المقاومة	صلب عالى المقاومة
	٣٥/٢٤	٤٥/٢٨	٥٢/٣٦	٦٠/٤٠
إجهاد التشغيل المسموح به ($f_s all$) كجم/سم ^٢	١٤٠٠	١٦٠٠	٢٠٠٠	٢٢٠٠

• إذا كانت الإجهادات الناتجة عن تأثير الرياح أو الانكماش أو الزلازل أو تغيير درجة الحرارة أو الاحتكاك في الركائز أو الهبوط غير المتساوى المحتمل لمنشأ ما ينتظر زيادتها على ١٥% من الإجهادات الناتجة عن الأحمال الرئيسية، فيجب فى هذه الحالة عند حساب المنشأ وتصميم القواعد اعتبار هذه العوامل، وهنا يمكن عندئذ زيادة الإجهادات المسموح بها فى حدود ١٥% لكل قيمة مذكورة فى الجداول السابقة (٧-١)، (٧-٢) وذلك لكل عامل من هذه العوامل وبحد أقصى مقداره ٢٥% لكل هذه العوامل مجتمعة مع ملاحظة عدم الجمع بين تأثيرات الزلازل والرياح.

• فى حالة المقاطع المستطيلة المعرضة لعزوم انحناء مزدوجة يمكن زيادة أقصى إجهاد مسموح به للضغط وارد فى الجدول (٧-١) عند ركن المقطع المعرض لأقصى إجهاد ضغط بمقدار ١٠ كجم/سم^٢.

٢- قيم الثوابت (k_1)، (k_2) المناظرة لرتب الخرسانة المختلفة:

لتحديد كلا من عمق وسمك القطاع (d) وكذلك كمية حديد التسليح المطلوبة (A_s) على أساس حديد فى منطقة الشد فقط وبحيث لا تتعدى الإجهادات

المتولدة في القطاعات المعرضة لغزوم انحناء عن الحدود المسموح بها والواردة في الجداول السابقة (٧-١) ، (٧-٢) هي كما يلي :

جدول (٧-٣)

قيمة الثابت (k ₂) في حالة استخدام حديد رتبته			قيمة الثابت (k ₁) في حالة استخدام حديد رتبته			رتبة الخرسانة المستخدمة (kg/cm ²)	
٦٠/٤٠	٥٢/٣٦	٣٥/٢٤	٦٠/٤٠	٥٢/٣٦	٣٥/٢٤	f _{c all}	f _{c 28}
f _s = 2200	f _s = 2000	f _s = 1400	f _s = 2200	f _s = 2000	f _s = 1400		
*	*	١٢٠٠	*	*	٠,٢٧٩	٧٠	C 180
١٩٤١	١٧٥٠	١١٨٥	٠,٢٨٣	٠,٢٧٦	٠,٢٥٣	٨٠	200
١٩٢٠	١٧٣٠	١١٧١	٠,٢٥٨	٠,٢٥٠	٠,٢٣٣	٩٠	225
١٩١٢	١٧٢٢	١١٦٥	٠,٢٤٨	٠,٢٤٣	٠,٢٢٤	٩٥	250
١٩٠٤	١٧١٥	١١٥٩	٠,٢٣٩	٠,٢٣٣	٠,٢١٦	١٠٠	275
١٨٩٨	١٧١٠	١١٥٣	٠,٢٣٢	٠,٢٢٦	٠,٢٠٩	١٠٥	300

ملحوظة: في حالة اختلاف قيمة (f_c) عن القيم الواردة بعاليه فإنه يمكن إيجاد قيمة كل من الثوابت (k₁) ، (k₂) من القيم المناظرة في جدول وكتب الخرسانة المسلحة.

* لا يوصى باستخدام صلب على المقاومة مع خرسانة رتبته أقل من ٢٠٠ كجم/سم^٣

ب (التصميم الحدى للمقاومة القصوى:

Limit State Design Ultimate Strength:

في هذه الحالة تكون المعطيات هي :

(M_u) : أقصى عزم انحناء واقع على القطاع الحرج نتيجة للحالة الحدية

للمقاومة القصوى للأحمال بالكجم/سم

(b) : عرض القطاع الخرساني المراد تصميمه والمعرض إلى (M_u)

(سم)

(f_y) : رتبة حديد التسليح المستخدم (إجهاد الخضوع) (كجم/سم^٢)

(f_{cu}) : رتبة الخرسانة المستخدمة (أقصى مقاومة ضغط بعد ٢٨ يوماً)

كجم/سم^٢

والمطلوب هو (d) عمق القاعدة الفعال أو القطاع ، (A_s) مساحة حديد التسليح المناظرة لكل من (d) ، (b).

فى هذه الحالة يتم استخدام المعادلات الخاصة بالمقاومة القصوى للقطاعات الخرسانية ذات حديد تسليح فى منطقة الشد فقط وهذه المعادلات هى :

$$d = c_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cu} b}} \quad (\text{cm}) \quad \dots\dots\dots (7-3) \quad * \quad - i$$

حيث (c₁) ثابت يتراوح ما بين ٤ ، ٥ للقواعد وبالتالى يتم حساب العمق الكلى الفعال للقاعدة (t = d + cover) حيث الـ (cover) يتراوح ما بين ٥ ، ٧ سم.

ثم يتم حساب كمية حديد التسليح المناظرة لهذا العمق من المعادلات التالية :

$$A_s = w \frac{f_{cu}}{f_y} b d \quad (\text{cm}^2 / b) \quad \dots\dots\dots (7-4) \quad *$$

حيث (w) ثابت يتوقف على قيمة الثابت (c₁) ويمكن إيجادهما من المنحنى (A) شكل (مرفقات).

وهذه الكمية يتم توزيعها على كامل العرض (b) بالكيفية التى سوف ترد فيما بعد.

أو

$$A_s = \frac{M_u}{f_y j d} \quad (\text{cm}^2 / b)$$

حيث (j) ثابت يتوقف على قيمة الثابت (c₁) والتى يمكن إيجادها من المنحنى (B)

شكل (مرفقات) مع ضرورة التحقق عند استخدام هذا المنحنى (B) من قيمة $\left(\frac{c}{d}\right)$

المناظرة لكل من قيم (j) ، (c₁) بحيث يجب ألا تتعدى القيم القصوى $\left(\frac{c}{d}\right)_{\max}$

المناظرة لرتب حديد التسليح المستخدم (f_y) وإلا إذا زادت فيجب استخدام حديد تسليح فى منطقة الضغط (A'_s) وهذا غير مستحب فى القواعد.

$$d = k_u \sqrt{\frac{M_u}{b}} \quad (\text{cm}) \quad \dots\dots\dots (7-5) \quad * \quad - ii$$

حيث الثابت (k_u) يتراوح ما بين ٠,٣ ، ٠,٥ للقواعد.

وبمعلومية (k_u) يتم إيجاد نسبة حديد التسليح (μ) وذلك باستخدام المنحنيات (C) ،
(D) الخاصة بالتصميم الحدى شكل (مرفقات) وبحيث لا تقل هذه النسبة عن
الحد الأدنى المسموح به لنسبة حديد التسليح (μ_{min}) ولا تزيد عن الحد الأقصى
لها للحد من الانهيار المفاجئ (μ_{max}) وذلك حسب القيم المعطاة والمناظرة لرتبة
حديد التسليح المستخدم (f_y).

$$\text{i.e. } A_s = \mu b d \quad (\text{cm}^2 / b) \quad \dots\dots\dots (7-6) \quad *$$

ملحوظة:

لمزيد من التفاصيل يتم الرجوع إلى التصميم الأقصى والحدى واللدن
للعناصر الخرسانية المسلحة الجزء الثامن من سلسلة دليل المهندس الإنشائي
للمؤلف.

iv - الحد الأدنى لنسبة حديد التسليح الرئيسى:

للتحكم فى تشريح القواعد المسلحة المعرضة لعزوم انحناء والمزودة
بتسليح ناحية الشد فقط أى (حديد سفلى ملامس للتربة) ولضمان وجود ممطولية
كافية وجعل الانهيار نتيجة لوصول الحديد إلى الخضوع قبل وصول الخرسانة فى
منطقة الضغط إلى تهشيم فيجب ألا تقل أدنى نسبة حديد تسليح فى القطاع عن
القيمة الأصغر مما يلى :

$$\mu_{min} \leq \frac{A_s}{b d} = \frac{11}{f_y} \quad \dots\dots\dots (7-7) \quad * \quad - i$$

حيث (f_y) هو إجهاد الخضوع لحديد التسليح

ii - تزيد ٣٠% عن النسبة المطلوبة لمقاومة عزم الانحناء والمحسوبة من

$$\text{المعادلة } d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$\text{i.e. } \mu_{min} \leq 1.3 A_{s \text{ req}}$$

iii - لا تقل عن : ٠,٢٥% للصلب الطرى

$$\mu_{min} \% \leq 0.25 \% \text{ for mild steel}$$

، ٠,١٥% للصلب العالى المقاومة

$$\mu_{min} \% \leq 0.15 \% \text{ for High Tensile steel}$$

٧ - الحد الأقصى لنسبة حديد التسليح الرئيسى:

لجعل الانهيار فى القواعد نتيجة لعزم الانحناء سببه الحديد وليس الخرسانة أى جعل القطاع من النوع المتوازن فإنه يتم التحكم فى نسبة حديد التسليح القصوى فى القطاع الخرسانى والتى يجب ألا تتعدى حد معين طبقاً لرتبة حديد التسليح ورتبة الخرسانة وكما هو وارد فى الجدول التالى (٧-٤).

جدول (٧-٤)

الحد الأقصى لنسبة حديد التسليح (μ_{max}) حسب رتبة الخرسانة (f_{c28}) (كجم/سم ^٢)						رتبة حديد التسليح المستخدم
C 300	C 275	C 250	C 225	C 200	C 180	
٢,٥٦٨	٢,٣٥٤	٢,١٤٠	١,٩٢٦	١,٧١٢	١,٥٤١	٣٥/٢٤ صلب طرى
٢,١٠٠	١,٩٢٥	١,٧٥٠	١,٥٧٥	١,٤٠٠	١,٢٦٠	٤٥/٢٨ صلب عالى المقاومة
١,٥٠٠	١,٣٧٥	١,٢٥٠	١,١٢٥	١,٠٠٠	٠,٩٠٠	٥٢/٣٦ صلب عالى المقاومة
١,٢٩٣	١,١٨٥	١,٠٧٨	٠,٩٧٠	٠,٨٦٢	٠,٧٧٦	٦٠/٤٠ صلب عالى المقاومة

٧-١ - توزيع صلب التسليح الرئيسى المقاوم لعزوم الانحناء فى القواعد:

✱ بالنسبة للقاعدة المربعة:

يتم توزيع الحديد الرئيسى فى القواعد المربعة الشكل توزيعاً منتظماً على كامل عرض القاعدة فى الاتجاهين ويمكن توزيعه طبقاً لمنحنى عزوم الانحناء.

✱ بالنسبة للقاعدة المستطيلة:

يوزع تسليح القواعد المستطيلة الشكل توزيعاً منتظماً أو طبقاً لمنحنى عزوم الانحناء ويمكن توزيعه كما هو مبين بالشكل (٧-٤) طبقاً لما يلى:

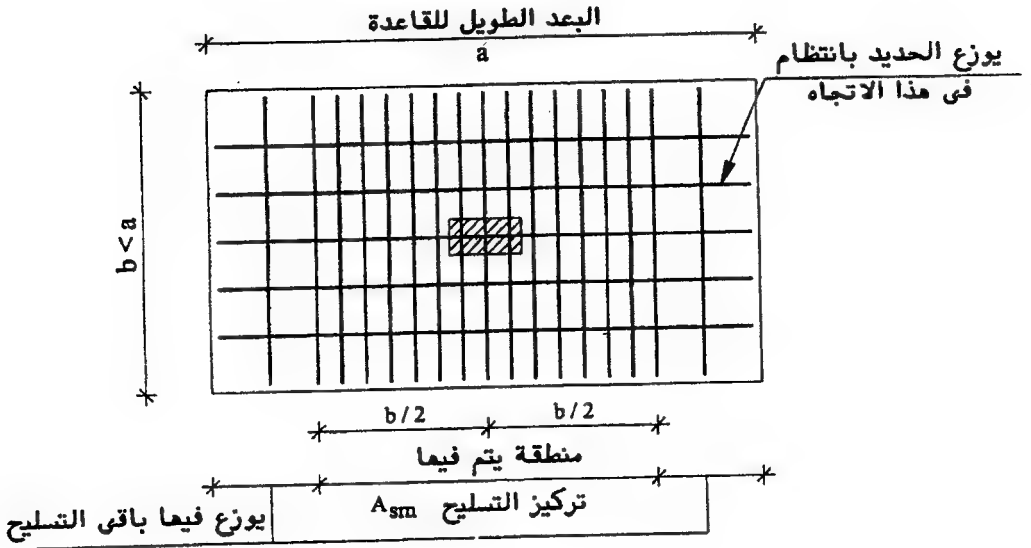
- يتم توزيع حديد التسليح توزيعاً منتظماً فى الاتجاه الطويل للقاعدة.
- يركز التسليح فى الاتجاه القصير فى مسافة متمركزة مع العمود تساوى البعد القصير للقاعدة أو طول مقطع العمود مضافاً إليه سمك القاعدة أيهما أكبر كما هو مبين بالشكل (٧-٨).

ويتم تحديد نسبة صلب التسليح في منطقة التمرکز (A_{sm}) إلى إجمالي التسليح في الاتجاه القصير (A_{ss}) بالمعادلة التالية :

$$\frac{A_{sm}}{A_{ss}} = \frac{2}{\left[\frac{a}{b} + 1\right]} \quad \text{.....} \quad (7-8) \quad *$$

حيث (a) : هو البعد الطويل للقاعدة

، (b) : هو البعد القصير للقاعدة أو طول مقطع العمود (في الاتجاه b) مضافاً إليه سمك القاعدة أيهما أكبر.



شكل (٧-٤) توزيع صلب التسليح في القواعد المستطيلة

٧-٣ بالنسبة لأقصى إجهاد قص على القاعدة : (تصميم القواعد لمقاومة القوى القاصة):

* كما ذكرنا سابقاً فإنه نتيجة لضغط التربة على الأساس فإنه سوف يتولد في القواعد قوى قاصة (shearing forces) وأن هذه القوى تعمل على انهيار القواعد المسلحة على مستويات مائلة نتيجة لتولد إجهادات قص بالقطاع الخرساني تتعدى الحدود المسموح بها وحيث أن إجهادات القص المتولدة في الخرسانة تتوقف على كل

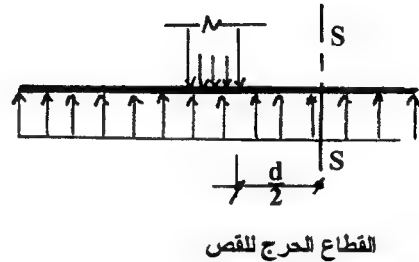
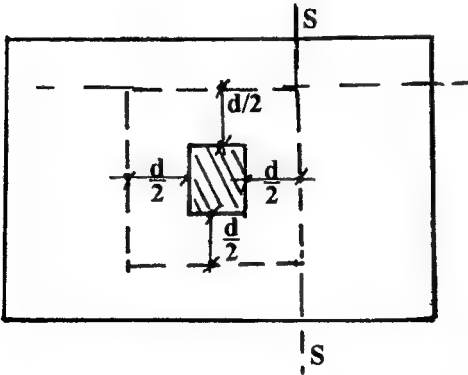
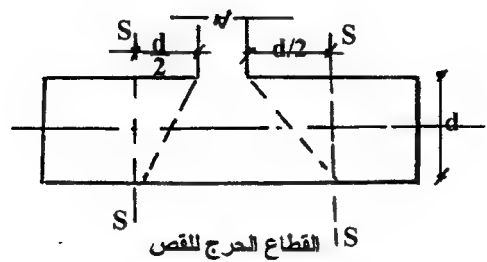
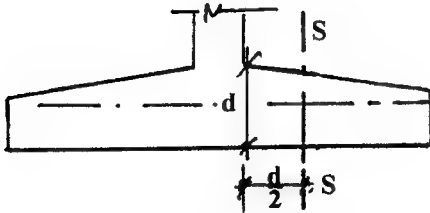
من قيمة الإجهاد الواقع على التربة وبالتالي على قيمة أقصى قوة قاصة تؤثر على القطاع الحرج للقص وعلى أبعاد القطاع الخرساني المقاوم لهذه القوى القاصة وكذلك على مدى انتظام المقطع الخرساني.

★ فى هذه الحالة تتلخص المشكلة فى قطاع حرج معرض لقوة تشغيل قاصة (Q_{max}) أو أقصى قوة قاصة ($Q_{u max}$) والمطلوب إيجاد العمق الكافى والفعال الذى يقاوم هذه القوى بحيث لا يحدث انهيار قصى للقاعدة على مستوى مائل.

i - القطاع الحرج للقص:

i - Critical Section for Shear:

يؤخذ القطاع الحرج للقص على مسافة من وجه العمود أو الحائط الخرساني المرتكز على القاعدة تساوى نصف العمق أو الارتفاع الفعال للقاعدة ($\frac{d}{2}$) وكما هو مبين بالشكل (٥-٧) حيث (d) هو أقصى عمق فعال للقاعدة.



شكل (٥-٧) القطاع الحرج للقص

ii - أقصى قوة قاصّة على القطاع الحرج:

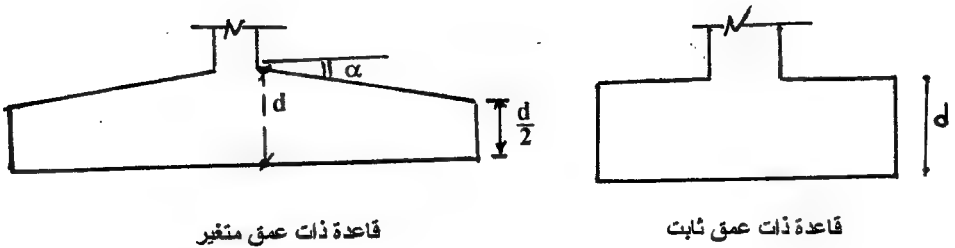
ii - Max. Shearing Force at Critical Section:

تُحسب القوى القاصّة في القواعد في كل من الاتجاهين الطولي والعرضي للقاعدة وذلك عند القطاعات الحرجة للقص وذلك بحساب جميع القوى المؤثرة على القاعدة من جانب واحد من القطاع الحرج نتيجة لضغط التربة على القاعدة أو الأساس من أسفل إلى أعلى.

iii - حساب أقصى إجهادات قاصّة على القطاع الحرج:

يتم حساب أقصى إجهادات قص في القواعد سواء في الاتجاه الطولي أو العرضي وذلك طبقاً لطريقة التصميم وبمعلومية أقصى قوة تشغيل قاصّة (Q_{max}) والمناظرة لأحمال التشغيل أو أقصى قوة قص عند الحمل الأقصى ($Q_{u max}$) والمناظرة لأقصى حمل وذلك باتباع طريقة التصميم المرن أو طريقة التصميم الحدي للمقاومة كالآتي :

ملحوظة: وفي كلتا الحالتين يتوقف أقصى إجهاد قص على قيمة القوى القاصّة وعلى عرض القطاع وعلى عمق القطاع (القاعدة) وأيضاً على ميل السطح العلوي للقاعدة [أي هل القاعدة ذات عمق ثابت أو عمق متغير كما هو مبين بالشكل (٦-٧)].



شكل (٦-٧)

أ (التصميم المرن للإجهادات القاصة:

يحسب إجهاد تشغيل القص (q) من المعادلات التالية :

— قاعدة ذات عمق ثابت:

$$q = \frac{Q_{\max}}{b d} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (7-9) \quad *$$

— قاعدة ذات عمق متغير:

$$q = \frac{Q_{\max}}{b d} - \frac{M \tan \alpha}{b d^2} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (7-10) \quad *$$

حيث (Q_{\max}) : هو أقصى قوة تشغيل قاصة (كجم) عند القطاع الحرج

، (b) : هو عرض القاعدة (cm)

، (d) : عمق القاعدة الفعال عند القطاع الحرج

، ($\tan \alpha$) : هو ظل زاوية ميل تغيير عمق القاعدة مقاسة من محور

العمود ويجب ألا تزيد هذه القيمة عن ٠,٣٣

ولمنع حدوث الانهيار بالقص يجب ألا تتعدى القيمة المحسوبة أى أقصى

إجهاد تشغيل قص عن أقصى إجهادات التشغيل المسموح للخرسانة والواردة فى

الجدول التالى (q_c) (٥-٧)

جدول (٥-٧) إجهادات القص المسموح بها للخرسانة فى القواعد

٣٠٠	٢٧٥	٢٥٠	٢٢٥	٢٠٠	١٨٠	مقاومة ورتبة الخرسانة المميزة (f_{cu}) (كجم/سم ^٢)
٦	٦	٦	٥	٥	٤	مقاومة الخرسانة للقص بدون تسليح فى القواعد (q_c) (كجم/سم ^٢)

ب (التصميم الأقصى للقوى القاصة (Ultimate Shear Strength):

تحتسب الإجهادات القصوى للقص من المعادلات التالية :

— قاعدة ذات عمق ثابت:

$$q_u = \frac{Q_{u \max}}{b d} \quad \text{kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (7-11) \quad *$$

- قاعدة ذات عمق متغير :

$$q_u = \frac{Q_{u \max}}{b d} - \frac{M_{u \max} \tan \alpha}{b d^2} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (7-12) \quad *$$

حيث $(Q_{u \max})$: هو أقصى قوة قاصة عند القطاع الحرج (كجم)
 $(M_{u \max})$: هو أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج (كجم.سم)
 (b) : هو عرض القطاع أو القاعدة (سم)
 (d) : سمك القطاع أو ارتفاع القاعدة الفعال عند القطاع الحرج (سم)

$(\tan \alpha)$: هو ظل زاوية ميل تغيير عمق القاعدة مقاسة من محور العمود وبحيث لا تزيد هذه القيمة عن ٠,٣٣

لمنع حدوث انهيار بالقص يجب ألا تتعدى القيمة المحسوبة أى أقصى إجهاد قص للخرسانة (q_{cu}) طبقاً للمعادلة التالية وذلك على أساس أن مقاومة القص بالقواعد تكون بالخرسانة فقط وليس بحديد التسليح الجزعى كما هو الحال فى الكمرات حيث :

$$q_{cu} = 0.5 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \geq q_u \quad \text{kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (7-13) \quad *$$

أى يجب ألا تتعدى قيمة أقصى إجهادات قص واقعة على القواعد (q_u) والمحسوبة من المعادلات (7-11) ، (7-12) عن القيم التالية طبقاً لترتبة الخرسانة المستخدمة (جدول ٧-٦).

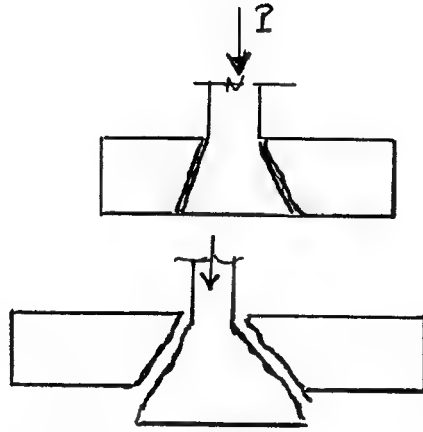
جدول (٧-٦)

٣٠٠	٢٧٥	٢٥٠	٢٢٥	٢٠٠	١٨٠	رتبة الخرسانة المستخدمة (f_{cu}) (كجم/سم ^٢)
٧,٠	٧	٧	٦,٠	٦	٦	أقصى إجهاد قص للخرسانة بالقواعد (q_{cu}) (كجم/سم ^٢)

٧-٤ بالنسبة لأقصى إجهاد قص ثاقب على القاعدة : (تصميم القواعد لمقاومة القص الثاقب):

* نتيجة لصغر قطاع العمود $(a \times b)$ المرتكز على القاعدة ذات القطاع الكبير $(L \times B)$ فإنه نتيجة لهذا التغيير المفاجئ فهناك احتمال اختراق العمود للقاعدة بواسطة

القص المباشر (Direct Shear) والذي يسمى فى هذه الحالة بالقص الثاقب (Punching shear).



شكل (٧ - ٧)

★ وكما هو مبين بالكروكى شكل (٧ - ٧) فإنه عند زيادة الحمل المنقول من العمود إلى القاعدة فإنه يخترق القاعدة ليس على محيط العمود كما يظن البعض ولكن يحدث الانهيار المصاحب للاختراق بثقب القاعدة على سطح هرمى الشكل فى حالة الأعمدة ذات القطاعات المستطيلة و سطح مخروطى الشكل فى حالة الأعمدة الدائرية وبأى سطح آخر على شكل يحدد حسب شكل قطاع العمود وأن سبب هذا الانهيار هو القوى القاسية الموازية لسطح التلامس للمستوى الحادث فيه الانهيار وهى إجهادات قص تسمى بإجهادات القص الثاقب.

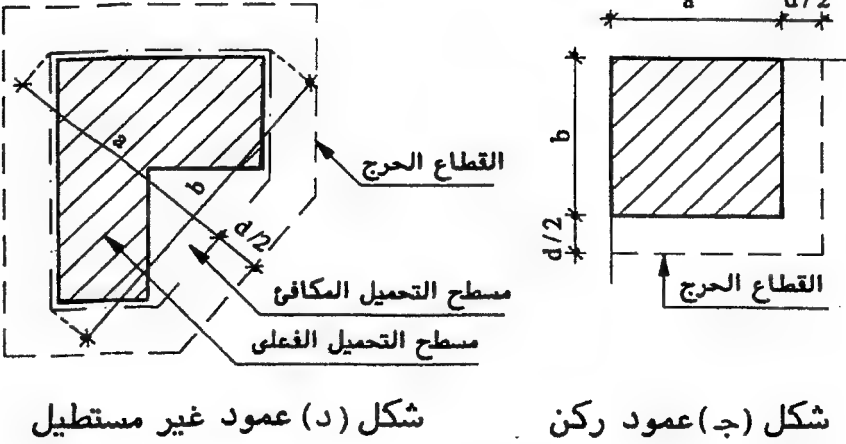
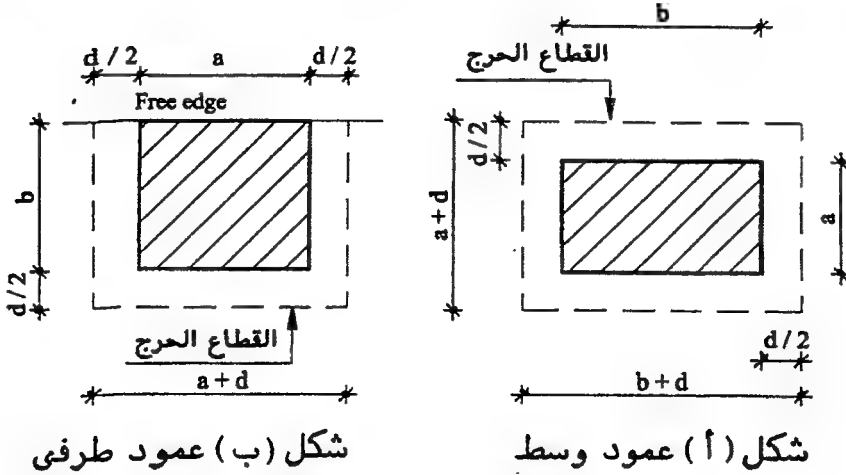
★ ولمنع حدوث مثل هذا النوع من الانهيار القصى فإنه يجب ألا تتعدى إجهادات القص الثاقب المتولدة على القطاع الحرج للقص الثاقب عن القيم والحدود المسموح بها لهذا النوع من القوى القاسية.

i - القطاع الحرج لحساب إجهادات القص الثاقب:

i - Critical Section for Punching Shear:

يعتبر القطاع الحرج لحساب إجهادات القص الثاقب بجوار الأحمال المركزة فى القواعد والأساسات وعلى بُعد $\left(\frac{d}{2}\right)$ من محيط تأثير القوة المركزة المنقولة من العمود إلى القاعدة أو الأساسات ويتوقف سطح ومحيط تأثير القص الثاقب على كلاً من شكل مقطع العمود (مربع مستطيل دائرى الخ) وعلى موضع

العمود بالنسبة للقاعدة هل هو عمود وسط أو طرفي أو عمود ركن الخ كما هو مبين بالشكل (٧-٨).



شكل (٧-٨) القطاعات الحرجة في القص ثاقبة للقواعد

ii - أقصى قوة قص ثاقبة على القواعد عند القطاع الحرج (Q_p) أو (Q_{up}):

يتم تقدير وحساب أقصى قوة قص ثاقبة سواء في مرحلة التشغيل (Q_p) أو عند التأثير بأقصى حمل (الحمل الأقصى) (Q_{up}) وذلك عند القطاعات الحرجة للقص وذلك بحساب قيمة القوى القاصة المؤثرة على القاعدة على كامل محيط القطاع الحرج للقص وكما سوف يرد فيما بعد.

iii- طريقة حساب قيمة إجهادات القص الثابتة وكيفية تحديد عمق

وسمك القاعدة اللازم لمقاومة هذه الإجهادات:

iii- Magnitude of Punching Shear and Value of Foot Depth Required for Resisting Such Shear:

بمعلومية قيمة قوة القص الثاقب سواء في مرحلة التشغيل (Q_p) أو عند أقصى حمل (Q_{up}) والمؤثرة على القطاع الحرج فإنه يمكن تقدير وحساب قيمة إجهادات القص الثابتة المتولدة على القاعدة والمناظرة لكل حالة وبالتالي يمكن تحديد سمك وعمق القاعدة المطلوب لمقاومة هذه الإجهادات المتولدة بحيث لا تتعدى قيم هذه الإجهادات عن الحدود والقيم المسموح بها والمناظرة لطريقة التصميم سواء بطريقة التصميم المرن (إجهادات التشغيل) أو بطريقة الحد الأقصى للمقاومة (Ultimate strength design) وكما يلي :

أ (التصميم المرن (باستخدام إجهادات التشغيل):

- بحسب إجهاد القص الثاقب من المعادلة التالية :

$$q_p = \frac{Q_p}{b_o d} \quad \text{kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (7-14) \quad *$$

حيث (Q_p) : هي قيمة قوة القص الثابتة عند حمل التشغيل (كجم)

، (d) : هو العمق الفعال للقاعدة أو الأساس (سم)

، (b_o) : هو طول محيط القطاع الحرج (سم) شكل (٧-٨)

- يحدد سمك القاعدة أو الأساس (d) لمقاومة القص الثاقب على أساس أن

القص الثاقب يقاوم بواسطة الخرسانة فقط وبدون مشاركة من أسياخ

التسليح وذلك بحساب ما يسمى بمقاومة الخرسانة الاعتبارية للقص

الثاقب عند التشغيل (q_p) وهي القيمة الأصغر من المعادلتين التاليتين

(7-15) ، (7-16) ومقارنة هذه القيمة بالقيمة المسموح بها للقص الثاقب

عند حمل التشغيل (q_{cp}) والتي يتم حسابها من الجدول (٧-٦). أي يجب

في هذه الحالة ألا تتعدى القيمة الأصغر المحسوبة من المعادلتين (7-15) ،

(7-16) القيمة المسموح بها (q_{cp}) والواردة في الجدول (٧-٧) حيث :

مقاومة الخرسانة الاعتبارية للقص الثاقب تتوقف على رتبة الخرسانة وقطاع العمود كما يلي :

$$q_p = 2.5 \left[\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 0.2 \right] q_{cp} \leq q_{cp} \quad \text{kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (7-15) \quad *$$

$$q_p = \left[0.5 + \left(\frac{a}{b} \right) \right] q_{cp} < q_{cp} \quad \text{kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (7-16) \quad *$$

حيث (a) ، (b) هما البعدين الأصغر والأكبر لمسطح التحميل المستطيل الشكل. أما في مسطحات التحميل الأخرى غير المستطيلة فيتم تحديد قيم (a) ، (b) بعد أخذ مسطح تحميل فعال بحيث يكون محيط المسطح الفعال الناتج أقل ما يمكن والبعـد (b) هو أطول بعد لمسطح التحميل الفعال والبعـد (a) هو أطول بعد عمودى على (b) من مسطح التحميل.

(b_o) : هو طول محيط القطاع الحرج

(d) : هو عمق القاعدة الفعال كما هو مبين بالشكل (٧-٨) لقطاع

تحميل على شكل حرف L

(α) : معامل يساوى (٤) للعمود الداخلى ، (٣) للعمود الطرفى ، (٢)

لعمود الركن كما هو موضح بالشكل (٧-٨).

وبناء على ما جاء بهاليه فإنه فى حالة عدم تحقق المعادلة [q_b < q_{cb}]

فإنه فى هذه الحالة يتم زيادة عمق القاعدة أو الأساس حيث أن أى زيادة طفيفة فى هذا العمق تؤدي إلى خفض كبير وملحوظ فى قيمة (q_b) كما سوف يرد فى الأمثلة.

جدول (٧-٧) قيم إجهادات القص الثاقب المسموح به عند التشغيل (q_{cp})

٣٠٠	٢٧٥	٢٥٠	٢٢٥	٢٠٠	١٨٠	رتبة الخرسانة (f _{c28}) (كجم/سم ^٢)
١٠	٩	٩	٨	٨	٧	إجهاد القص الثاقب المسموح به (q _{cp}) (كجم/سم ^٢)

ب) التصميم الحدى للمقاومة القصوى للقص الثاقب:

b) Limit State Design of Ultimate Strength for Punching Shear:

- يحسب إجهاد القص الثاقب الأقصى عند القطاعات الحرجة للقص الثاقب من المعادلة التالية :

$$q_{up} = \frac{Q_{up}}{b_o d} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (7-17) \quad *$$

حيث (Q_{up}) : هى قيمة أقصى قوة قص ثاقبة عند القطاع الحرج عند أقصى حمل (كجم)

، (d) : هو العمق الفعال المقاوم للقاعدة أو الأساس (سم)

، (b_o) : هو طول محيط القطاع الحرج للقص الثاقب (سم)

- يحدد سمك القاعدة أو الأساس (d) لمقاومة القص الثاقب عند الحمل الأقصى على أساس أن القص الثاقب يقاوم فقط بواسطة الخرسانة وبدون مشاركة من أسياخ التسليح وذلك بحساب ما يسمى بمقاومة الخرسانة القصوى الاعتبارية للقص الثاقب (q_{up}) وهى القيمة الأصغر من حساب المعادلتين (7-19) ، (7-20) ومقارنة هذه القيمة الأصغر بأقصى قيمة تتحملها الخرسانة عند الانهيار أو عند الحمل الأقصى (q_{cup}) وهذه القيمة الأخيرة تتوقف على رتبة الخرسانة أى يجب تحقيق المعادلة التالية:

$$q_{up} \leq q_{cup} \quad \dots\dots\dots (7-18) \quad *$$

حيث (q_{up}) هى القيمة الأصغر من المعادلتين

$$q_{up} = 2.5 \left[\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 0.2 \right] \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad \text{kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (7-19) \quad *$$

$$q_{up} = \left[0.5 + \left(\frac{a}{b} \right) \right] \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad \text{kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (7-20) \quad *$$

وقيمة (q_{cup}) تتوقف على رتبة الخرسانة وكما يلى بالجدول (٧-٨)

$$q_{cup} = \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad \dots\dots\dots (7-21) \quad *$$

جدول (٧-٨) قيم أقصى إجهادات قص ثابتة عند الحمل الأقصى (q_{cup})

٣٠٠	٢٧٥	٢٥٠	٢٢٥	٢٠٠	١٨٠	رتبة الخرسانة (f_{cu}) (f_{c28}) (كجم/سم ^٢)
١٤,٠	١٣,٥	١٣,٠	١٢,٠	١١,٥	١١,٠	أقصى إجهاد قص ثابت (q_{cup}) (كجم/سم ^٢)

٧-٥ بالنسبة لأقصى إجهادات تماسك لحديد التسليح (تصميم

القواعد لمقاومة إجهاد التماسك):

★ نتيجة لمقاومة عزوم الانحناء المعرض لها القواعد فإنه يلزم وضع حديد تسليح رئيسي في مناطق الشد وعند القطاعات الحرجة المعرضة لأقصى عزوم انحناء وهذا الحديد ذو مساحة معينة (A_s) وعدد وقطر معين ($n \phi$). وهذا الحديد يجب أن يكون التشكل الحادث فيه متوافقاً ومتوائماً مع التشكل الحادث في الخرسانة حوله الأمر الذي يتطلب عدم إنسلاخه أو انزلاقه من داخل الخرسانة وهذا لا يتأتى إلا بتوفير تماسك معين بين الحديد والخرسانة. لذلك فإنه لمنع حدوث هذا النوع من الانهيار (الانهيار نتيجة لفقد تماسك الخرسانة مع الحديد) يجب ألا تتعدى قيمة أقصى إجهادات تماسك على القطاعات الحرجة للقوى القصاة عن القيم والحدود المسموح لهذا النوع من القوى القصاة.

★ في هذه الحالة تتلخص المشكلة في قطاع معرض لقوى تشغيل (Q_{max}) أو أقصى قوة قصاة ($Q_{u max}$) والمطلوب إيجاد العمق الكافي والفعال الذي يقاوم هذه القوى بحيث لا يحدث الانهيار قصي بفقد التماسك أو انزلاق الحديد من داخل الخرسانة.

i - القطاع الحرج للتماسك (Critical Section for Bond):

يكون ويؤخذ القطاع الحرج للتماسك هو نفس القطاع الحرج لعزوم الانحناء للقواعد المسلحة أو عند المقاطع التي عندها تغيير إما في عمق القطاع الخرساني أو في كمية وعدد حديد التسليح الرئيسي. وعليه فإنه للقواعد المسلحة ذات القطاع الثابت فإن القطاع الحرج للتماسك يكون عند وجه العمود أو الحائط المرتكز على القاعدة مباشرة.

ii - طول التماسك المقاوم للإجهادات والانهييار نتيجة للتماسك:

يجب أن يكون لأسياخ التسليح طول تماسك كافى (l_d) وذلك لمنع حدوث انهيار التماسك أو انشقاق الخرسانة وبالتالي يجب أن يمتد صلب التسليح على جانبي أى مقطع بطول تماسك يتناسب مع قوة الشد أو الضغط فى السليخ عند هذا المقطع وهذا الطول (l_d) يمكن تحديده حسب طريقة التصميم سواء بطريقة التصميم المرن أو الحد الأقصى للمقاومة وكما يلى :

أ) التصميم المرن (باستخدام إجهادات التشغيل) لإجهاد التماسك:

• فى هذه الحالة يتم حساب قيمة إجهاد التماسك بين الخرسانة والحديد (q b) من المعادلة المعروفة التالية :

$$q_b = \frac{Q_{bond}}{0.87 d \Sigma o} \quad \dots\dots\dots (7-22) \quad *$$

حيث (Q_{bond}) : هى قيمة قوى التماسك القاصة عند القطاع الحرج لعزوم الانحناء وذلك عن طريق حساب جميع القوى المؤثرة على القاعدة من جانب واحد من القطاع الحرج نتيجة لضغط التربة على القاعدة أو الأساس من أسفل إلى أعلى.

، (d) : هو العمق الفعال للقاعدة المسلحة.

، (Σo) : مجموع محيط الأسياخ الفعالة الموجودة عند القطاع الحرج.

• ولمنع حدوث الانهييار بالتماسك يجب ألا تتعدى قيم إجهادات التماسك

(q_b) المحسوبة من المعادلة السابقة (7-22) عن الحدود المسموح بها لإجهادات

التماسك للخرسانة (q_{ball}) والتي تتوقف على نوع وشكل حديد التسليح (أسياخ

ملساء أو أسياخ مشكلة ذات نتؤات). ويمكن أخذ القيم المسموح بها لإجهادات

التماسك (q_{ball}) كما يلى :

- للأسياخ المشكلة ذات النتؤات (for deformed Bars):

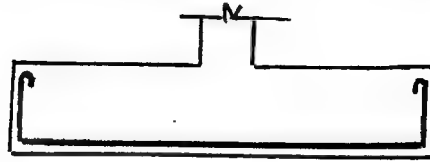
$$q_{ball} = 3.2 \sqrt{f_{cpr}} / \phi \leq 35 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Tension Bars}) \quad (7-23) \quad *$$

$$، \quad q_{ball} = 1.6 \sqrt{f_{cpr}} \leq 28 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Compressions Bars}) \quad (7-24) \quad *$$

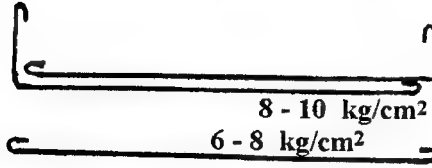
للأسياخ الملساء (for Plain Bars):

$$q_{b \text{ all}} = \frac{1}{2} q_{b \text{ all}} \text{ for deformed bars} < 10 \text{ kg/cm}^2$$

هذا ويجب الإشارة إلى أنه قيمة ($q_{b \text{ all}}$) المسموح بها تتوقف على شكل نهاية السبيخ كما هو معطى بالشكل (٧-٩-أ)، وإن لم تكن إجهادات التماسك (q_b) فى الحدود المسموح بها فيمكن تقليلها باستخدام أقطار أقل من حديد التسليح أو زيادة عددها أو زيادة عمق القاعدة أو استخدام حديد تسليح ذو نقوات (حديد مشرشر) وهو ذو مقاومة عالية للتماسك.

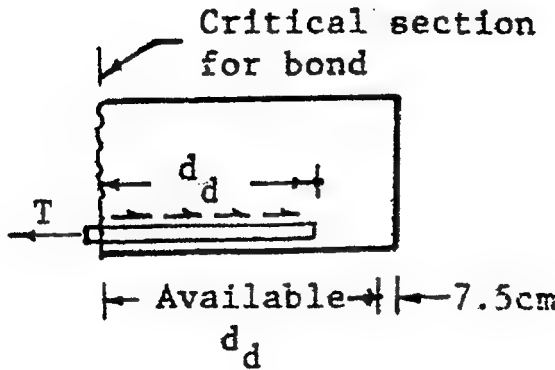


$$q_{b \text{ all}} = 8 - 12 \text{ kg/cm}^2$$



شكل (٧-٩-أ)

وبناء على ذلك فإن طول الرباط أو طول التماسك اللازم (l_d) لمنع حدوث انهيار التماسك بين الخرسانة وحديد التسليح للقواعد المسلحة وكما هو مبين بالكروكي التالى شكل (٧-٩-ب) فإن :



شكل (٧-٩-ب)

قوة الشد على الأسياخ = مساحة الحديد × إجهاد الشد الواقع على الحديد

$$(T = A_s \times f_s)$$

وهذه القوة تتعادل داخلياً مع قوة التماسك بين الحديد والخرسانة وهى (T_b)
والتي تساوى فى هذه الحالة :

$$T_b = q_b \Sigma o \times \ell_d$$

$$\text{i.e. } A_s f_s = q_b \Sigma o \times \ell_d$$

$$\therefore \ell_d = \frac{A_s f_s}{q_b \cdot \Sigma o} \quad (\text{cm}) \quad \dots\dots\dots (7-25) *$$

حيث (f_s) : هى قيمة الإجهاد الفعلى للشد الواقع على حديد التسليح عند القطاع
الخرج

$$\text{i.e. } f_s = \frac{M_{\max}}{0.87 A_s d} \quad \text{kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (7-26) *$$

، (A_s) : هى مساحة مقطع الحديد عند القطاع الخرج (سم^٢)

، (q_b) : هو أقصى إجهاد تماسك واقع على الأسياخ عند القطاع الخرج ويتم

حسابه من المعادلة السابقة (7-22) كجم/سم^٢

، (Σo) : هو مجموع محيط الأسياخ المقاومة لعزم الانحناء عند القطاع

الخرج (سم)

ب (التصميم الأقصى لمقاومة التماسك (Ultimate Bond Strength)):

• يتم حساب أقصى إجهاد تماسك حدى للخرسانة مع صلب التسليح (q_{bu})

من المعادلة التالية وطبقاً لرتبة الخرسانة (جدول ٧-٩) حسب الكود المصرى.

$$q_{bu} = 0.95 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad \text{kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (7-27) *$$

حيث (f_{cu}) هى رتبة الخرسانة (كجم/سم^٢)

، (γ_c) تساوى 1.5 للتماسك

جدول (٧-٩) مقاومة التماسك القصوى للخرسانة مع صلب التسليح فى القواعد

٣٠٠	٢٧٥	٢٥٠	٢٢٥	٢٠٠	١٨٠	مقاومة ورتبة الخرسانة المميزة (f_{cu}) (كجم/سم ^٢)
١٣	١٣	١٢	١٢	١١	١٠	مقاومة التماسك القصوى بين الحديد والخرسانة (q_{bu}) (كجم/سم ^٢)

• بحسب طول التماسك اللازم لمنع انفعال الخرسانة عن أسياخ التسليح

المعرضة لإجهادات شد أو ضغط يساوى (f_y / γ_s) من المعادلة :

$$\ell_d = \frac{\phi \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \left(\frac{f_y}{\gamma_s} \right)}{4 q_{bu}} \quad \dots\dots\dots (7-28) \quad *$$

وذلك مقاساً من المقاطع الحرجة التى يحدث عندها أقصى إجهاد شد أو ضغط فى الأسياخ وكذلك التى تنتهى عندها الأسياخ حيث :

ϕ = القطر الاسمى للسياخ

η = واحد صحيح

q_{bu} = إجهاد التماسك الحدى للخرسانة مع صلب التسليح

α = معامل تصحيح يتوقف على شكل طرف السياخ (بجنش أو بدون جنش)

وكما هو معطى بالجدول (٧-١٠)

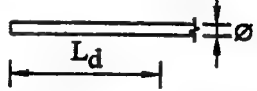
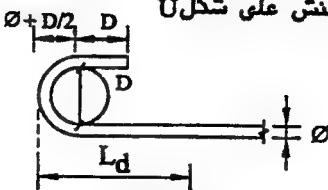
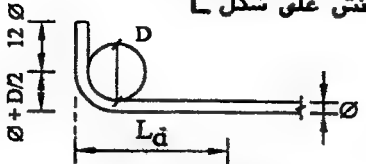
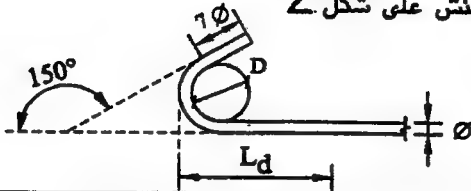
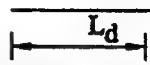


β = معامل تصحيح يوقف على نوعية سطح السياخ (أملس أو ذو نتؤات) وكما

هو معطى بالجدول (٧-١١)

• هذا ويجوز أخذ قيمة طول التماسك (ℓ_d) وذلك للخرسانة ذات مقاومة

مميزة (f_{cu}) لا تقل عن ٢٠٠ كجم/سم^٢ وكما هو وارد فى الجدول (٧-١٢).

جدول (٧-١٠) قيم معامل التصحيح (α)

المعامل α		شكل طرف السيخ	نوع التسليح
في الشد	في الضغط		
1	1	١ - مستقيم 	أسيخ التسليح
1	0.75	٢ - جنبش على شكل U 	
1	0.75	٣ - جنبش على شكل L 	
1	0.75	٤ - جنبش على شكل L 	
1	1	١ - أسيخ مستقيمة ولا يوجد سيخ عرضي واحد في الطول L_d 	الشبك الملحوم
0.70	0.70	٢ - أسيخ مستقيمة ويوجد سيخ عرضي واحد في الطول L_d 	
0.50	0.50	٢ - أسيخ مستقيمة ويوجد سيخان عرضيان في الطول L_d 	

$D = 4 \phi$ for steel 240 / 350

$D = 6 \phi$ (or ϕ) for $25 \text{ mm} \geq \phi$ (or ϕ) $> 6 \text{ mm}$
 $D = 8 \phi$ (or ϕ) for ϕ (or ϕ) $> 25 \text{ mm}$ } for high grade steel

جدول (٧-١١) قيم معامل التصحيح (B)

حالة السيخ	فى الشد	فى الضغط
سيخ أملس	١,٠٠	٠,٧٠
سيخ ذو نتوات	٠,٧٥	٠,٥٠
سيخ ذو نتوات فى حزمة مؤلفة من سيخين	١,١٠	٠,٧٥
سيخ ذو نتوات فى حزمة مكونة من ثلاثة أسياخ	١,٢٠	٠,٨٠

جدول (٧-١٢) طول التماسك (l_d) مضاعف من قطر السيخ

نوع الصلب	شد		ضغط للحالتين مستقيم أو بجنش
	مستقيم	مجنش	
أسيخ ملساء (٣٥/٢٤)	—	٤٠	٤٠
أسيخ ملساء (٤٥/٢٨)	٥٠	٤٠	٤٠
أسيخ ذات نتوات (٥٢/٣٦)	٦٠	٤٥	٤٠
أسيخ ذات نتوات (٦٠/٤٠)	٦٠	٤٥	٤٠

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يجب ألا يقل طول التماسك (l_d) لأسيخ

الصلب عن ٤٠ سم للأسيخ الملساء، ٣٠ سم للأسيخ ذات النتوات.

٦-٧ بالنسبة لأقصى إجهاد ارتكاز واقع على القاعدة الخرسانية

(مقاومة التحميل) (*Bearing Stress*):

★ يجب نقل جميع القوى والعزوم المؤثرة عند قاعدة العمود إلى القاعدة المسلحة بالارتكاز على الخرسانة وبصلب التسليح عن طريق الأشاير. وإذا تضمنت حالات التحميل الواردة على القاعدة احتمال وجود شد، فيجب مقاومته بصلب التسليح فقط مع ضرورة استيفاء حالة التشرح.

★ بالنسبة لمقاومة التحميل (الارتكاز) بين العمود الأساسى فإنها قد تتدخل أحياناً فى تقدير عمق الأساس وخاصة إذا كانت مقاومة الضغط لخرسانة الأعمدة أكبر من مقاومة الضغط لخرسانة الأساس بمعنى أنه عند تعرض قاعدة ما لحمل عمود قدره

(P_u) فإنه يجب ألا تتعدى مقاومة الارتكاز لخرسانة القاعدة نتيجة للتأثير بالحمل (P_u) على قطاع العمود عن أقصى قيمة مؤثرة من العمود.

$$\text{i.e. } f_{co} = \frac{P_u}{A_1} \leq f_{cbu} \quad \dots\dots\dots (7-29) *$$

حيث (P_u) : هي أقصى حمل واقع على العمود
 ، (A_1) : هي مساحة قطاع العمود عند اتصاله بالقاعدة (مساحة سطح التحميل)
 ، (f_{cbu}) : هي أقصى مقاومة ارتكاز للعمود الخرساني وهي تتوقف على رتبة الخرسانة وطبقاً للمعادلة التالية :

(أ) في حالة ما يكون السطح المقاوم للارتكاز يساوى سطح التحميل:

$$f_{cbu} = 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} \quad \dots\dots\dots (7-30) *$$

حيث (f_{cu}) : هي رتبة الخرسانة كجم/سم^٢
 ، (γ_c) = ١,٥ للارتكاز

(ب) في حالة ما يكون السطح المقاوم للارتكاز (A_2) أكبر من سطح التحميل (A_1):

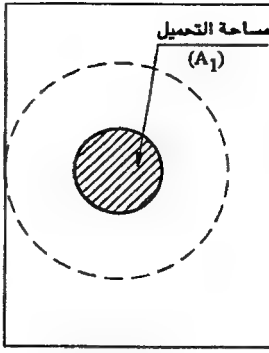
$$f_{cbu} = 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \dots\dots\dots (7-31) *$$

أى نفس القيمة السابقة مضروبة فى المعامل $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ على ألا يزيد هذا المعامل عن (٢)

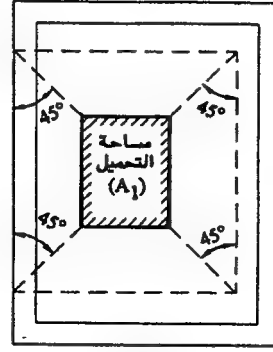
حيث (A_2) = أكبر مساحة للسطح المقاوم للارتكاز متماثلة ومتمركزة مع مسطح التحميل (A_1) - شكل (٧-١٠).

ملحوظة:

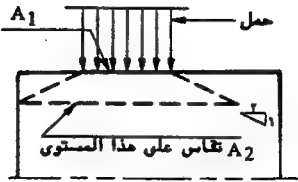
عندما تكون المنطقة المقاومة للارتكاز ذات ميول جانبية أو هرمية الشكل تؤخذ (A_2) تساوى مساحة القاعدة السفلية لأكبر مخروط محصور داخل الشكل الهرمى الناقص والذى يمثل قاعدته العليا سطح التحميل وله ميول جانبية ١ رأسى : ٢ أفقى - شكل (٧-١٠).



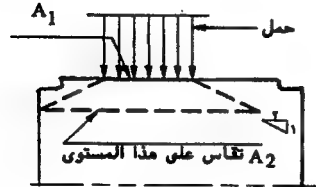
مسقط افقى



مسقط افقى



مسقط رأسى

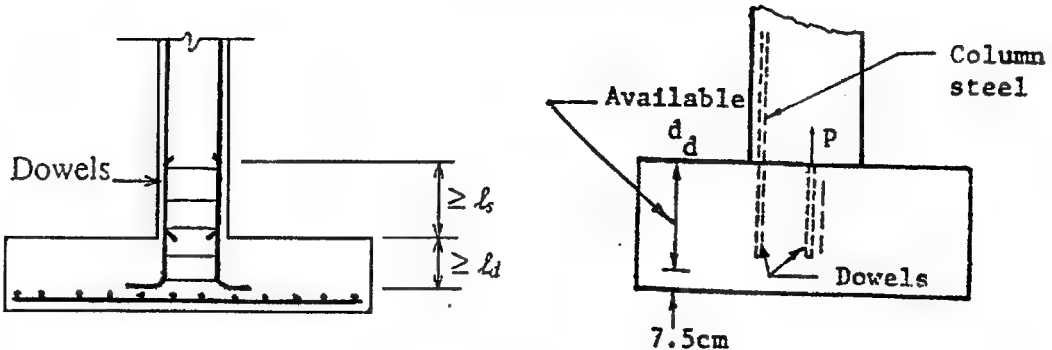


مسقط رأسى

شكل (٧-١٠) تحديد المساحة (A_2) فى مناطق الارتكاز ذات الميول الجانبية

بالنسبة لأشابر الأعمدة *Dowells*

• عند انتقال الحمل من العمود إلى القاعدة أسفله فإنه من الضرورى نقل جزء قوة الضغط المقاوم بواسطة الحديد (P_s) إلى الخرسانة أسفله بالقاعدة عن طريق إجهاد التماسك عن طريق تمديد حديد العمود إلى طول كافى بداخل القاعدة أو عن طريق أشابر كما هو موضح بالشكل (٧-١١).



شكل (٧-١١) أشابر العمود والقاعدة

وبالإشارة إلى الشكل (٧-١١) فإن قوة الضغط في الأسياخ (P_s) تعادل بواسطة مقاومة الأسياخ للتماسك خلال عمق الإشارة (d_d).

$$\text{i.e. } P_s = A_s f_s = q_b d_d \cdot \Sigma o$$

أى أن عمق الأساس المطلوب للأشواير اللازمة لنقل قوة الضغط في الأسياخ (d_d) يعادل :

$$d_d = \frac{A_s f_s}{\Sigma o \cdot q_b} \quad \dots\dots\dots (7-32) *$$

حيث (f_s) : هى أقصى إجهاد ضغط على حديد التسليح الخاص بالعمود

، (A_s) : هى مساحة حديد تسليح العمود (الأشواير)

، (Σo) : هى مجموع محيط حديد تسليح العمود

، (q_b) : إجهاد التماسك بين حديد التسليح أو الخرسانة

• هذا وتجدر الإشارة إلى أن الأشواير بصفة عامة تستخدم لربط العمود بالأساس، وقد تستخدم الأشواير لنقل إجهاد العمود للأساس وخاصة إذا كانت خرسانة العمود أقوى من خرسانة الأساس والأشواير تكون ضرورية إذا زاد إجهاد التماس بين العمود والأساس عن الحد الأقصى لمقاومة الارتكاز للخرسانة (f_{cbu}) والمعطاة بالمعادلات السابقة (7-30 , 7-31).

$$\text{i.e. if } \frac{P_u}{A_1} > f_{cbu}$$

وفى هذه الحالة تحسب أقل مساحة لحديد الأشواير بواقع (٠,٠٠٥) خمسة من

$$\text{(i.e. } A_{s \text{ dowell min}} = 0.005 A_c)$$

• هذا ويفضل أخذ أقطار حديد التسليح للأشواير من نفس أقطار حديد

العمود على الأقل على ألا تقل المسافة بين حديد التسليح عن ٢,٥ سم ولا تزيد

عن ٣٠ سم مع غطاء خرسانى لا يقل عن ٥,٠٠ سم.

• كذلك يجب أن يكون صلب التسليح والأشواير والوصلات كافية لمقاومة

كل قوى الضغط التى تزيد على مقاومة الارتكاز لكل من القاعدة والعمود وبحيث

لا تقل عن تسليح العمود. وفى حالة وجود قوى جانبية تؤثر على سطح التلامس

يتم نقلها بواسطة احتكاك القص.

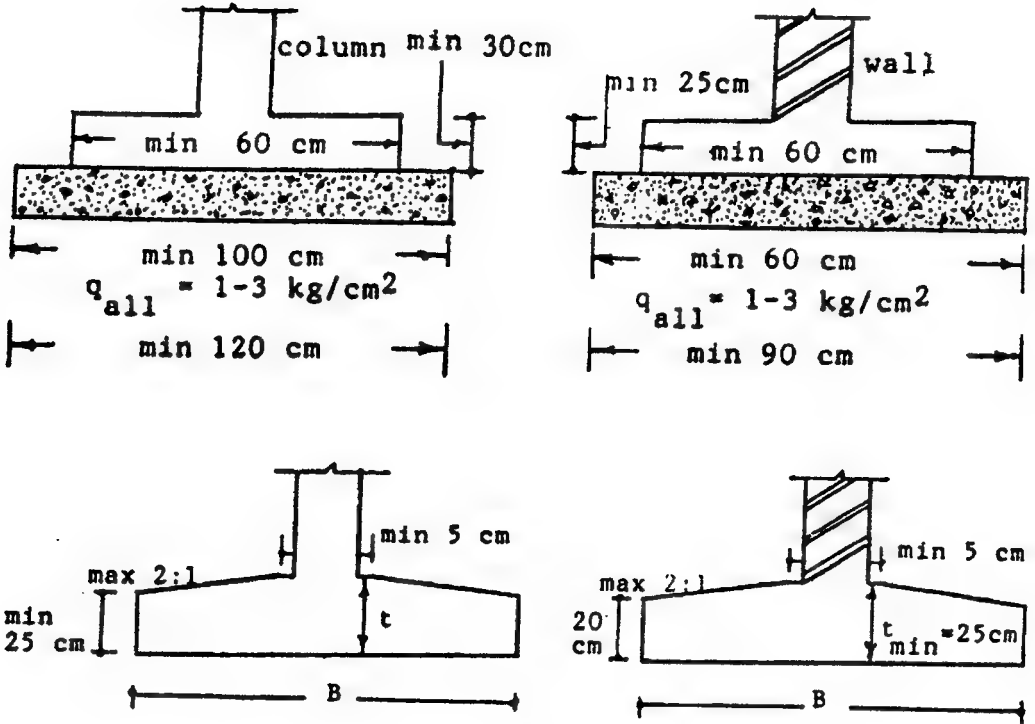
٧-٧ حديد التسليح للأساسات:

الأساسات تعامل معاملة البلاطات الخرسانية المسلحة بحيث يجب أن يكون حديد التسليح عبارة عن شبكة في الاتجاهين وبحيث لا تقل كمية حديد التسليح عن خمسة أسياخ في المتر في كل اتجاه، كما يجب ألا يقل قطر أسياخ التسليح عن $\phi 13$ مم وبحيث لا تقل المسافة بين حديد التسليح في أى اتجاه عن ٢,٥ سم أو المقاس الاعتبارى الأكبر للركام كما يجب ألا تزيد المسافة بين حديد التسليح عن ٢٠ سم في جميع الحالات.

٧-٨ الأبعاد الخرسانية الدنيا للأساسات:

7-8 Min. Concrete Dimensions for Foundations:

أنظر شكل (١٢-٧).



شكل (١٢-٧)

- بالنسبة للخرسانة العادية أسفل القواعد المسلحة (الأساسات المرتكزة على الأرض مباشرة):

أساسات الأعمدة:

- لا يقل البعد الأصغر للقواعد العادية عن :

١٠٠ سم للتربة القوية ($q_{n \text{ all}} = 1 - 3 \text{ kg/cm}^2$)

١٢٠ سم للتربة الضعيفة ($q_{n \text{ all}} < 1 \text{ kg/cm}^2$)

أساسات الحوائط أو الأساسات الشريطية:

- لا يقل البعد الأصغر للقواعد العادية عن :

٦٠ سم للتربة القوية ($q_{n \text{ all}} = 1 - 3 \text{ kg/cm}^2$)

٩٠ سم للتربة الضعيفة ($q_{n \text{ all}} < 1 \text{ kg/cm}^2$)

- بالنسبة للخرسانة المسلحة المرتكزة على الخرسانة العادية:

يجب أن لا يقل البعد الأصغر للأساسات المسلحة عن ٦٠ سم.

- بالنسبة للحد الأدنى لسمك الخرسانة المسلحة:

- يجب ألا يقل عن :

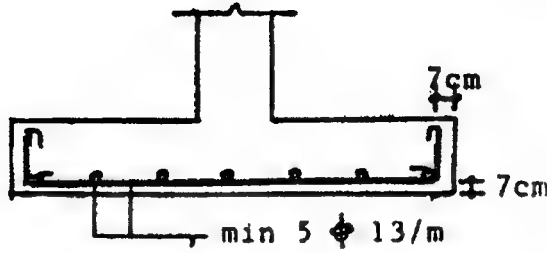
٢٥ سم لأساسات الحوائط أو الأساسات الشريطية

٣٠ سم لباقي أنواع الأساسات

أما القواعد الهرمية ذات الميل فلا يقل سمك الأساس عند الحافة عن القيم السابقة ولا يزيد ميل السطح العلوى عن ١ : ٢ كما يجب أن يترك سطح الأساس أفقياً حول محيط العمود بمسافة لا تقل عن ٥ سم وكما هو مبين بالشكل (٧-١٣) وذلك لتسهيل تنفيذ الشدة الخشبية الرأسية للعمود.

* هذا ويجب التنويه إلى أن تحديد سمك الأساس المطلوب إيجاده من التصميم يجب أن يغطي ويجابه المتطلبات اللازمة لأمان القاعدة لكل من جهد التماسك للأشائر الواصلة من تسليح العمود للأساس، جهد الثقب أو اختراق العمود بالقاعدة وجهد القص وجهد الغزوم كما ذكرنا وبيننا سابقاً بالإضافة إلى تحديد سمك الغطاء الخرساني بحيث يكون كافياً لحماية حديد التسليح من التآكل.

* إن سمك الغطاء الخرساني بصفة عامة لأعمال الخرسانة المعرضة للتربة بشكل مستمر يجب ألا يقل عن ٥ سم وفي حالة تعرض الخرسانة لتأثير كيماويات سواء في التربة أو في المياه الجوفية فيجب ألا يقل سمك الغطاء الخرساني للأساسات عن ٧ سم كما هو مبين بالشكل (٧-١٣).



شكل (٧-١٣)

٧-٩ الخرسانة العادية أسفل الأساسات المسلحة:

* كما هو معروف وشائع في تنفيذ الأساسات فإن القواعد المسلحة للأساسات لا تنفذ مباشرة على تربة التأسيس بل تنفذ على فرشاة من الخرسانة العادية أو فوق قواعد منفصلة من الخرسانة العادية أو فوق لبشة من الخرسانة العادية.

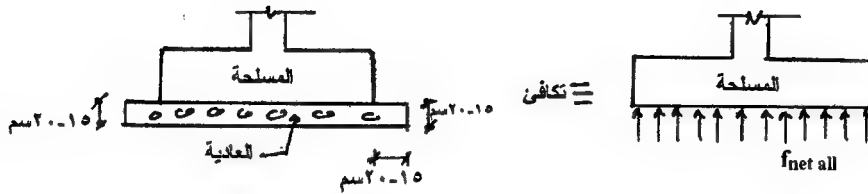
* إن تنفيذ الخرسانة العادية أسفل الخرسانة المسلحة للأساسات له فوائد عدة منها :

- نظافة الخرسانة المسلحة وعدم اختلاطها بالتربة وبالتالي الاحتفاظ بمقاومتها.
- تسوية سطح التأسيس مع إعداد سطح مستوى نظيف لوضع وتنفيذ أعمال رص حديد التسليح للقواعد المسلحة.
- توزيع الأحمال المنقولة من الأعمدة خلال القواعد المسلحة إلى التربة وبالتالي تقليل الجهد الكلي الواقع على التربة بزيادة مسطح التلامس بين الأساس والتربة أسفله.

* إن الخرسانة العادية أسفل الأساسات المسلحة يتم تنفيذها واستعمالها من خلال عدة صور وحالات هي :

أ (كفرشة نظافة أسفل الخرسانة أو القواعد المسلحة (السبك من ١٥ - ٢٠ سم):

فى بعض الحالات وعند تنفيذ الأساسات يتم وضع طبقة من الخرسانة العادية فوق تربة التأسيس بسبك يتراوح ما بين ١٥ - ٢٠ سم، الغرض من هذه الطبقة هى كطبقة نظافة فقط وهذه الطبقة فى هذه الحالة ليس لها تأثير على قدرة تحمل الأساسات أو على إجهادات التصميم أى يتم إيجاد أبعاد القواعد المسلحة ومساحة الأساس فقط من حمل الأعمدة وقدرة تحمل التربة (جهد التربة) فقط مع إهمال وجود هذه الطبقة فى الحسابات وفى هذه الحالة يكون بروز الخرسانة العادية لهذه الطبقة عن المسلحة بمقدار من ١٥ - ٢٠ سم - شكل (٧-١٤).



شكل (٧-١٤) الخرسانة العادية كفرشة نظافة

ب (كقواعد منفصلة أو مجمعة أسفل الخرسانة أو القواعد المسلحة (السبك أكبر من ٣٠ سم):

★ غالباً وفى معظم الحالات توضع فوق تربة التأسيس قواعد منفصلة أو مجمعة من الخرسانة العادية بسبك أكبر من أو يساوى ٣٠ سم وتنفذ فوقها القواعد المسلحة المنفصلة. وفى هذه الحالة تعمل القواعد العادية على توزيع الإجهادات الواصلة إليها من القواعد المسلحة إلى قيمة أقل من الجهد إلى التربة وبذلك يتم توفير مكعبات الخرسانة المسلحة.

★ ولتصميم القاعدة القاعدية فى هذه الحالة يتم حساب مساحة القاعدة الخرسانية العادية بدلالة كل من الحمل الكلى الواقع على العمود (P_T) أو الحمل الواقع على العمود عند منسوب سطح الأرض (P) وجهد التربة الكلى ($f_{t\ all}$) أو الصافى المسموح به ($f_{net\ all}$) عند منسوب التأسيس.

$$\text{i.e. } A_{\text{plain concrete}} = \frac{P_T}{f_{t \text{ all}}} (m^2) \text{ or } \frac{P}{f_{\text{net all}}} (m^2)$$

• يتم بعد ذلك تحديد أبعاد القاعدة العادية الحقيقية ($A_{\text{plain concrete actual}}$) وذلك لأقرب ٥ سم بالزيادة بحيث لا تتعدى الإجهادات الفعلية الواقعة على التربة الحدود المسموح بها.

$$\text{i.e. } q_{\text{actual}} = \frac{P}{A_{p.c \text{ actual}}} = \frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة العادية الحقيقية}} \leq f_{\text{net all}}$$

• وهنا لتحديد سمك الخرسانة القاعدية (t) وبروزها من الخرسانة المسلحة (c) وبالتالي أبعاد الخرسانة المسلحة هناك حلين :

الحل الأول:

• يتم فرض سمك الخرسانة القاعدية (t) بقيمة أكبر من أو يساوى ٣٠ سم - فى حدود من (٣٠ - ٥٠ سم) - وعليه فإن رفرفة وبروز الخرسانة العادية من المسلحة (c) يتم إيجادها بالرجوع إلى الشكل (٧-١٥) يكون هذا البروز معرض إلى إجهادات شد قصوى من أسفل القاعدة وعند القطاع الحرج على وجه الخرسانة المسلحة وذلك نتيجة لتعرض هذا البروز إلى قوى من أسفل إلى أعلى [هذا الجزء يعمل ككابولى معرض إلى ضغط التربة من أسفل إلى أعلى (q_{all})] وبالتالي إلى عزم انحناء قدره (M) وأن قيمة هذا العزم عند القطاع الحرج وذلك لشريحة عرضها واحد متر يعادل :

$$M = 50 \cdot q_{\text{all}} \cdot c^2 \quad \text{kg} \cdot \text{cm}$$

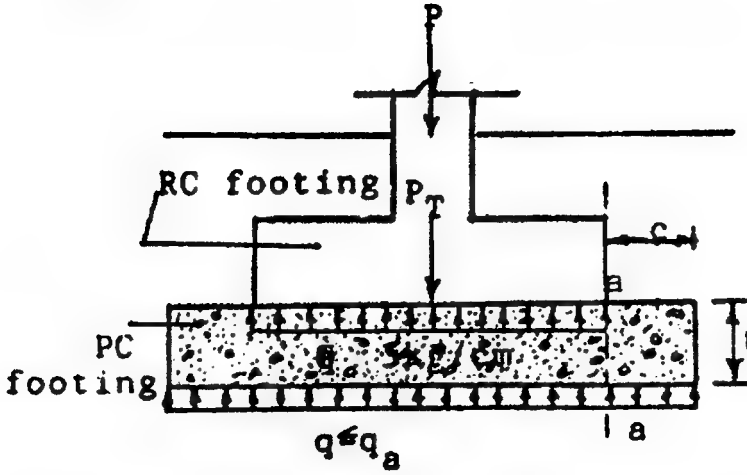
وهذا العزم يعمل على كسر هذا القطاع نتيجة لأقصى قوة شد واقعة على الخرسانة ولمنع كسر وانهيار هذا البروز يجب ألا يتعدى أقصى إجهاد شد واقع على الخرسانة عند القطاع الحرج (f_{ct}) عن أقصى إجهاد مسموح به لإجهاد الشد لنوعية الخرسانة المستخدمة ($f_{ct \text{ all}}$).

$$\text{i.e. } f_{ct} = \frac{6M}{b t^2} \leq f_{ct \text{ all}}$$

وبمعلومية قيمة $(f_{ct all})$ باعتبارها تعادل حوالى ٤,٠٠ كجم/سم^٢ كقيمة متوسطة لرتبة الخرسانة العادية.

$$\therefore \frac{6 \times 50 \times q_{all} \cdot c^2}{100 \times t^2} \leq 4.0$$

$$\therefore C^2 = \frac{4 t^2}{3 q_{all soil}}$$



شكل (٧-١٥)

$$\therefore C = 1.15 t \sqrt{\frac{1}{q_{all soil}}} \quad \dots\dots\dots (7-33) *$$

ويبين الجدول التالى (٧-١٢) قيم البروز (c) بدلالة سمك القاعدة (t) بمعلومية جهد التربة الصافى المسموح به $(q_{all soil})$.

جدول (٧-١٢)

جهد التربة الصافى المسموح به $q_{all soil} (kg/cm^2)$	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0
بروز الخرسانة العادية Projection (c) بدلالة السمك (t) cm	1.15 t	1.06 t	0.94 t	0.82 t	0.73 t	0.67 t

وبمعلومية بروز الخرسانة العادية (c) من الخرسانة المسلحة يتم إيجاد أبعاد القاعدة المسلحة.

- يتم بعد ذلك التحقق من قيمة إجهاد وضغط التلامس بين الخرسانة العادية المسلحة والذي يجب ألا يتعدى ٥ كجم/سم^٢ (فى حدود من ١,٥ - ٥,٠٠ كجم/سم^٢ حسب جهد التربة أسفل الخرسانة العادية).

i.e. $f_{\text{contact}} = \frac{P}{\text{Area of R.C footing}}$

$= \frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة المسلحة}} \leq 5 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (7-34) *$

فإذا لم يتحقق هذا الشرط وجب زيادة أبعاد القاعدة المسلحة وبالتالي زيادة أبعاد القاعدة العادية، فى هذه الحالة يتم تصميم القاعدة المسلحة على أساس قيمة جهد التلامس الحقيقى بين الخرسانة العادية والمسلحة.

الحل الثانى:

- يتم فرض جهد التلامس بين الخرسانة العادية المسلحة فى حدود من (١,٥ - ٥,٠٠) كجم/سم^٢ وبالتالي يتم إيجاد أبعاد القاعدة المسلحة ($A_{R.C}$) من المعادلة التالية:

$$A_{R.C} = \frac{P(t)}{(15 \rightarrow 50)} \text{ m}^2$$

- وبمعلومية مساحة القاعدة المسلحة يتم إيجاد أبعادها وبالتالي تحديد قيمة بروز الخرسانة العادية عن الخرسانة المسلحة (c).
- وباتباع نفس التحليل السابق فإن قيمة سمك القاعدة العادية يتم إيجادها بدلالة بروزها (c) عن الخرسانة المسلحة من المعادلة التالية وطبقاً لجهد التربة الصافى المسموح به للتربة ($q_{\text{all soil}}$).

$$t = 0.87 \sqrt{q_{\text{all soil}} \cdot c} \quad *$$

ويبين الجدول التالى (٧-١٣) قيم السمك (t) المناظر للبروز (c) طبقاً لجهد التربة الصافى المسموح به.

جدول (٧-١٣)

جهد التربة الصافى المسموح به $q_{\text{all soil}} (\text{kg/cm}^2)$	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0
سمك الخرسانة العادية (t) بدلالة بروزها (c)	0.87 c	0.94 c	1.06 c	1.22 c	1.37 c	1.5 c

(ج) كلبشة قاعدة مستمرة أسفل القواعد أو الأساسات المسلحة:

★ بعد معاملة كل قاعدة عمود على حدة حسب الأحمال الواقعة على كل عمود ومن ثم إيجاد أبعاد القواعد العادية والمسلحة لتتلائم مع جهد التربة أسفل القواعد لمجابهة الأحمال الواقعة عليها فإنه من المحتمل أن تتقارب القواعد العادية المتجاورة إلى الحد الذى يمكن أن تتداخل مساحتها مع بعضها (مساحة القواعد العادية أكثر من ٥٠% من مساحة الموقع) فإنه فى هذه الحالة يمكن ويتم عمل قاعدة واحدة تغطى الموقع كله أو جزء منه يطلق عليها لبشة من الخرسانة العادية. هذا بالإضافة إلى أنه فى حالة ربط القواعد المسلحة بشدادات أو ميدات مسلحة فى منسوبها مباشرة يتطلب الأمر عمل لبشة من الخرسانة العادية حيث هذه الميدات يستلزم ضرورة تنفيذها على سطح مستوى من الخرسانة العادية.

★ هذا ويتم معاملة اللبشة العادية فى تصميمها بطريقتين :

الطريقة الأولى:

باعتبارها قواعد منفصلة (بالرغم من أنها لبشة مستمرة) أسفل كل عمود أو قاعدة وذلك عندما تكون المسافة بين القواعد المسلحة كبيرة نسبياً ففى هذه الحالة يجب أن يكون ضغط التلامس بين اللبشة العادية والقواعد المسلحة وكذلك جهد التربة (جهد التلامس بين اللبشة والتربة) متساوياً وذلك لتفادى أى هبوط نسبى بين القواعد المسلحة حيث يتم توزيع الحمل من القاعدة المسلحة إلى اللبشة بميل ٢ : ١ شكل (٧-١٩) ويتم تحديد هذه المساحة من قسمة الحمل على جهد التربة الصافى المسموح به ومن ثم بالراجع يمكن تعيين مساحة القاعدة المسلحة وضغط التلامس بينها وبين اللبشة والذى يجب ألا يتعدى ٥ كجم/سم^٢ كما ذكرنا سابقاً وتصمم القاعدة المسلحة بناء على القيمة الحقيقية لجهد وضغط التلامس بين العادية والمسلحة، هذا بغرض إذا زاد جهد وضغط التلامس عن ٥ كجم/سم^٢ بين العادية والمسلحة فإنه فى هذه الحالة يتم زيادة سمك اللبشة العادية وعلى أية حال يجب ألا يقل سمك اللبشة العادية عن ٤٠ سم.

الطريقة الثانية:

باعتبارها لبشة عادية بكامل مسطح الموقع أسفل جميع الأعمدة والقواعد المسلحة وذلك عندما تكون المسافة بين القواعد المسلحة صغيرة ومصحوباً بتداخل بين الإجهادات الواقعة على التربة. وفي هذه الحالة يتم التعامل مع اللبشة العادية كمساحة واحدة ويتم إيجاد مركز ثقلها وكذلك مركز ثقل الأحمال الواقعة عليها من الأعمدة وبالتالي يتم حساب أقصى إجهادات واقعة على هذه اللبشة من جراء القوى الداخلية الناشئة عن هذه الأحمال والتي من المحتمل أن تكون معرضة إما إلى قوى عمودية فقط (N) أو قوى عمودية مصحوبة بعزم إنحناء (M+N) حيث $M = N \cdot e$ ، e هى مقدار اللامركزية للأحمال عند مركز ثقل اللبشة.

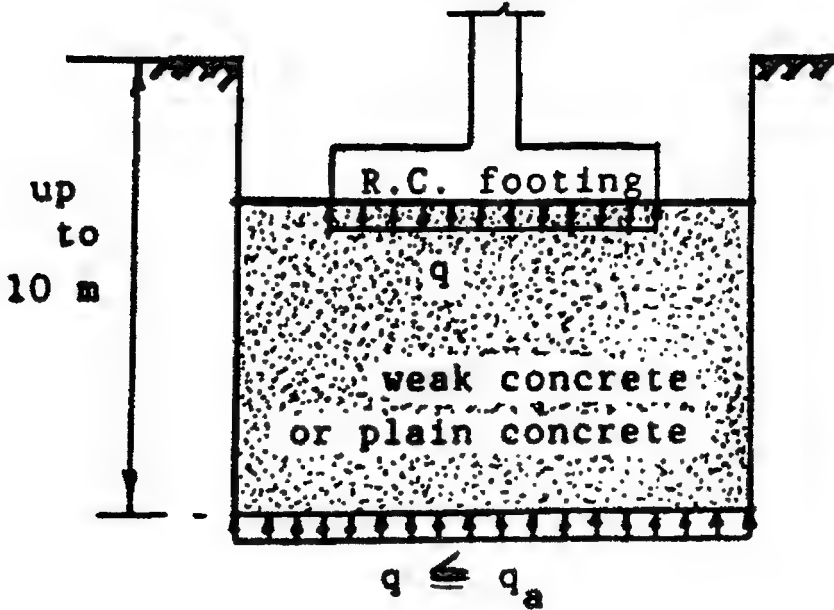
$$\text{i.e. } f_{\text{soil}} = \frac{N}{A_{\text{plain concrete}}} \leq f_{\text{net all soil}} \quad (\text{case of N only})$$

$$\text{or } f_{\text{soil}} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \leq f_{\text{net all}} \quad (\text{case of M \& N})$$

وفي هذه الحالة يجب أن تكون أكبر قيمة للجهد الواقع على التربة (f_{soil}) أقل من الجهد الصافى الآمن للتربة، كذلك الفروق فى جهد التربة أسفل اللبشة يجب ألا يكون كبيراً حتى لا تتعرض اللبشة إلى فرق كبير فى الإجهادات وبالتالي إلى هبوط نسبى متفاوت. كما لا يسمح بتكوين وتوليد إجهادات شد على التربة بأى حال من الأحوال. هذا وإذا زاد الجهد الواقع على التربة عن قيمة الجهد الصافى المسموح به ($f_{\text{net all}}$) يجب زيادة مساحة اللبشة العادية وبالتالي سوف يزداد مقدار بروز العادية عن القواعد المسلحة الأمر الذى سوف يؤدى بدوره إلى ضرورة زيادة سمك اللبشة العادية والذى يجب تحديده بنفس الطريقة السابق شرحها باعتبار معامل الخرسانة العادية أسفل القواعد المسلحة على أساس قواعد منفصلة أيضاً وبشرط ألا يقل سمكها عن ٤٠ سم.

د (كبنر إسكندرانى (آبار من الخرسانة العادية):

★ للوصول إلى طبقات التربة القوية التى تتحمل الإجهادات المطلوبة يتطلب الأمر زيادة سمك القواعد العادية عن ١,٠٠ متر وفى بعض الأحيان قد يصل سمكها إلى حوالى ١٠,٠٠ متر، وفى هذه الحالة تشكل الخرسانة العادية بئراً عميقاً كما هو مبين بالشكل (١٦-٧) ويطلق على آبار الخرسانة العادية هذه الآبار الإسكندرانى.



شكل (١٦-٧)

★ تعتبر الآبار الإسكندرانى حل وسط بين الأساسات السطحية والعميقة وغالباً ما تستخدم هذه النوعية من الآبار الإسكندرانى فى حالة عدم وجود مياه أرضية وهى تنفذ بالحفر اليدوى وبدون سند لجوانب الحفر إلا نادراً ويملاً البئر بخرسانة عادية فقيرة فى الأسمنت أو رمل مثبت أو طبقات مدموكة من الرمل والزلط وعادة لا تقل أقطارها عن ١,٥ متر ونسبة العمق إلى القطر يكون أقل من ١٠.

★ وتصمم هذه الآبار بإيجاد مساحة مقطع البئر بمعاملته كقاعدة منفصلة عن طريق ألا تتعدى الإجهادات الواقعة على التربة عن الإجهادات المسموح بها عند الطبقة

التي تتحمل الإجهادات الواصلة والمنقولة من العمود. هذا ويؤخذ ويحدد عمق الآبار حسب بعد الطبقة الصالحة التي تتحمل الإجهادات المنقولة من العمود. هذا وتجدر الإشارة إلى أنه نظراً للعمق الكبير للبئر فإن جهد التلامس بين الخرسانة العادية للبئر والخرسانة المسلحة فوقها يؤخذ بقيمة مرتفعة تتراوح ما بين ٥ إلى ١٠ كجم/سم^٢ وتتوقف هذه القيمة في اختيارها على عمق البئر ونوعية الخرسانة المستخدمة وطريقة التنفيذ.

٧-١٠ طبقات تربة الإحلال أسفل الخرسانة العادية للأساسات:

٧-١٠-١ مقدمة:

★ في بعض الحالات الإنشائية للأساسات قد يتطلب الأمر ضرورة استخدام وتنفيذ طبقة أو عدة طبقات من تربة الإحلال أسفل الخرسانة العادية للأساسات.

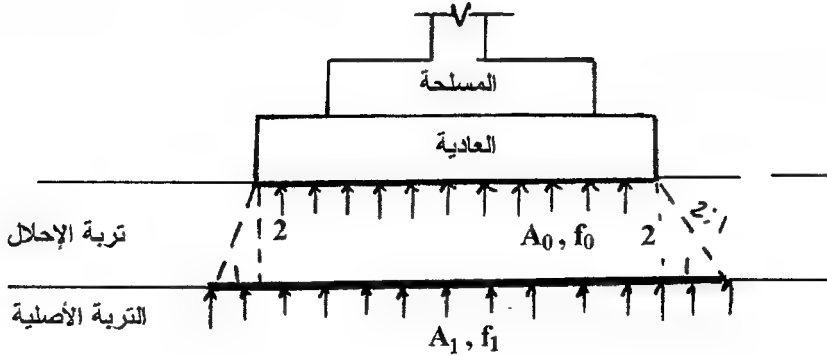
★ إن ماهية تربة الإحلال هذه والغرض منها هو رفع منسوب التأسيس أسفل الخرسانة العادية وذلك لأحد أو كل الأمور التالية:

- كطبقة نظافة لتنفيذ الأساسات.
- زيادة قدرة تحمل التربة.
- البعد عن منطقة تأثير المياه الجوفية وحماية الأساسات من تأثيرها.
- عدم تعرض الأساسات العادية إلى ضغوط إضافية من أسفل إلى أعلى ناتجة من خاصية انتفاش التربة إن وجدت وبالتالي امتصاص الانتفاخ الناتج من التربة الأصلية.

★ يتم تنفيذ تربة الإحلال في صورة طبقات إحلال من تربة أخرى أقوى من التربة الأصلية بالموقع أو على الأقل مساوية لها وسمك كل طبقة منها لا يتعدى ٣٠ سم يتم دمكها مع الرش بالمياه بمحتوى الطوبة الأصولية لها (Optimum Moisture Content O.M.C) وطبقاً للأصول الفنية لتنفيذ مثل هذه الأعمال بغرض الوصول إلى ٩٥% على الأقل من أقصى كثافة جافة لها (Max. dry density).

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه في حالة القواعد المنفصلة فإن طبقات الإحلال تلعب دوراً كبيراً في تخفيف وتقليل الإجهاد المنقول من القواعد العادية إلى التربة

الأصلية حيث بالإشارة إلى الشكل (٧-١٧) وفيه إذا كان الجهد المنقول من القاعدة العادية للأساس قيمته (f_0) فإنه باستخدام تربة إحلال بسمك يعادل (y) سوف تقل قيمة هذا الجهد وانتقاله إلى التربة الأصلية إلى القيمة (f_1) والتي يجب أن تكون أقل أو تساوى قدرة تحمل التربة الأصلية، حيث فى هذه الحالة تعمل تربة الإحلال ذات السمك (y) بتوزيع الجهد (f_0) بنسبة (٢) رأسى : (١) أفقى خلالها لتصل إلى التربة بمقدار (f_1) وعليه فإن العلاقة التالية تكون محققة وهى :



شكل (٧-١٧) توزيع الإجهادات على تربة الإحلال

$$\frac{f_0}{f_1} = \frac{A_1}{A_0} \longrightarrow A_1 = A_0 \cdot \frac{f_0}{f_1} \quad *$$

حيث المساحة (A_0) هى مساحة القاعدة العادية المرتكزة على تربة الإحلال ، (A_1) هى المساحة التى يتم توزيع الإجهاد عليها بالقيمة (A_1) وحيث أنه يمكن إيجاد علاقة بين المساحة (A_1) ، (A_2) بدلالة سمك تربة الإحلال (y) وبطريقة عكسية فإنه بدلالة ومعلومية (f_0) ، (f_1) ، (A_0) يمكن إيجاد المساحة (A_1) وبدلالة الميل (٢ : ١) يمكن إيجاد سمك طبقة الإحلال (y) فمثلاً إذا ما كانت القاعدة مربعة ($A_0 = 3 \times 3 \text{ m}$) وقيمة $f_0 = 1 \text{ kg/cm}^2$ ، $f_1 = 0.4 \text{ kg/cm}^2$.

$$\therefore A_1 = 4 \cdot \frac{1}{0.4} = 10 \text{ m}^2$$

وعليه فإن $A_1 = 10 = (3 + y) (3 + y)$

$$\therefore 10 = 9 + y^2 + 6y$$

$$\therefore y^2 + 6y - 1 = 0$$

$$\therefore y = \frac{-6 \pm \sqrt{36+4}}{2} = -3 \pm \sqrt{40} = 1.66 \text{ ms}$$

وعليه فى هذه الحالة يكون سمك تربة الإحلال المطلوب هو ($y = 1.66 \text{ m}$) واللازم لتقليل الإجهاد من ١,٠٠ كجم/سم^٢ إلى ٠,٤ كجم/سم^٢ خلال القاعدة العادية المربعة ذات الأبعاد (3×3) م وهكذا بالمثل لأى أبعاد قاعدة أو قيم إجهادات أخرى.

★ ومما هو جدير بالذكر يلاحظ أنه فى حالة الأساسات اللبشة فإن طبقات تربة الإحلال تكون عديمة الجدوى فى تخفيض وتقليل الإجهادات على التربة الأصلية وذلك نظراً للفارق الغير ملحوظ بين المساحتين (A_0) ، (A_1) ولكن تستخدم طبقات تربة الإحلال فى هذه الحالة بغرض رفع منسوب التأسيس فقط، وقد يكون رفع منسوب التأسيس بغرض إبعاد الأساسات المسلحة عن منطقة تذبذب منسوب المياه الجوفية ورفع هذه الأساسات فوق منسوب المياه الجوفية.

٧-١٠-٢ أنواع وصور طبقة وتربة الإحلال أسفل الخرسانة العادية للأساسات:

- ★ إن تنفيذ طبقات وتربة الإحلال أسفل الخرسانة العادية يكون بعدة صور وبطرق مختلفة تتوقف على عدة عوامل منها :
- منسوب المياه الجوفية وعلاقته بالأساسات.
- مقدار الانخفاض أو التقليل المطلوب للإجهادات الواقعة على التربة الأصلية.
- سمك طبقة الإحلال المطلوبة.
- مقدار الجهد والقوة الواقعة على الأساسات نتيجة لانتفاش التربة.
- ★ وفيما يلى بعض موجز لبعض هذه الطرق والصور :

أ (الإحلال بتربة زلطية رملية متدرجة (خليط من زلط ورمل):

- يستخدم هذا النوع من تربة الإحلال وذلك بنسبة (زلط : رمل) (٢ : ١) أو (١ : ١) حسب نوع كل من الزلط والرمل وتدرجه وذلك فى حالة ما إذا كان يراد رفع منسوب التأسيس أو زيادة قدرة تحمل التربة عند منسوب التأسيس.

ب (الإحلال بتربة الزلط فقط:

- تستخدم تربة الإحلال بالزلط أسفل الأساسات وذلك في حالة ما إذا كان منسوب المياه الجوفية عالى عن منسوب الطبقة الأصلية للتربة حيث هذا النظام يعمل على تخفيف ضغط المياه من أسفل إلى أعلى (uplift) الواقع على الأساسات بالإضافة إلى عملها كنظام لتصريف المياه الجوفية أو لأبعاد المياه الجوفية عن خرسانة الأساسات.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أن ١٥ سم من الزلط كافية لتصريف المياه الجوفية حيث في هذه الحالة تعمل تربة الزلط كمرشح (filter) حيث تسمح بتحريك المياه أفقياً لتستقبلها أنظمة الصرف إلى الشبكات العمومية أو إلى أى مصدر آخر للصرف.

جـ (الإحلال بالخرسانة الضعيفة:

يستخدم هذا النوع من الإحلال وذلك بتنفيذ طبقة إحلال من الخرسانة الفقيرة فى الأسمنت والقليلة الماء (الخرسانة المفلتلة) وذلك فى حالة عدم جدوى وسائل تصريف المياه الجوفية فى التخلص من كل المياه الجوفية بعد الحفر للتأسيس حيث يتم رمى الخرسانة المفلتلة بالموقع والتي تتخلل المياه الجوفية مكونة كتلة خرسانية تعمل على كتم المياه الجوفية لحين إتمام تنفيذ الأساسات، هذا بالإضافة إلى تقليل الجهد الواقع على التربة الأصلية كما شرحنا سابقاً.

د (الإحلال بتربة رملية:

غالباً ما يستخدم الرمل فى الإحلال لرفع المنسوب أو لتخفيض الإجهادات الواقعة على التربة الأصلية وذلك بصورة شائعة نظراً لرخص ثمنه ولكن يستخدم الرمل كتربة إحلال أساساً عندما تكون التربة الأصلية قابلة للانتفاخ وفى هذه الحالة يعمل الرمل الخشن كطبقة مرنة يمكنها إمتصاص الطاقة والإجهادات الناتجة من التربة الأصلية السفلية.

ملحوظة:

فى بعض الحالات يمكن استخدام طبقة رقيقة بسمك من ١٠-١٥ سم من الرمل أو الزلط والرمل كطبقة نظافة لتنفيذ الأساسات وذلك فى حالة عند الحفر للأساسات وحدث ترويب للتربة الناعمة أو فوران للتربة الرملية وذلك فى وجود المياه الجوفية.

الفصل الثامن تصميم الأساسات الشريطية

٨-١ تعريف ومقدمة:

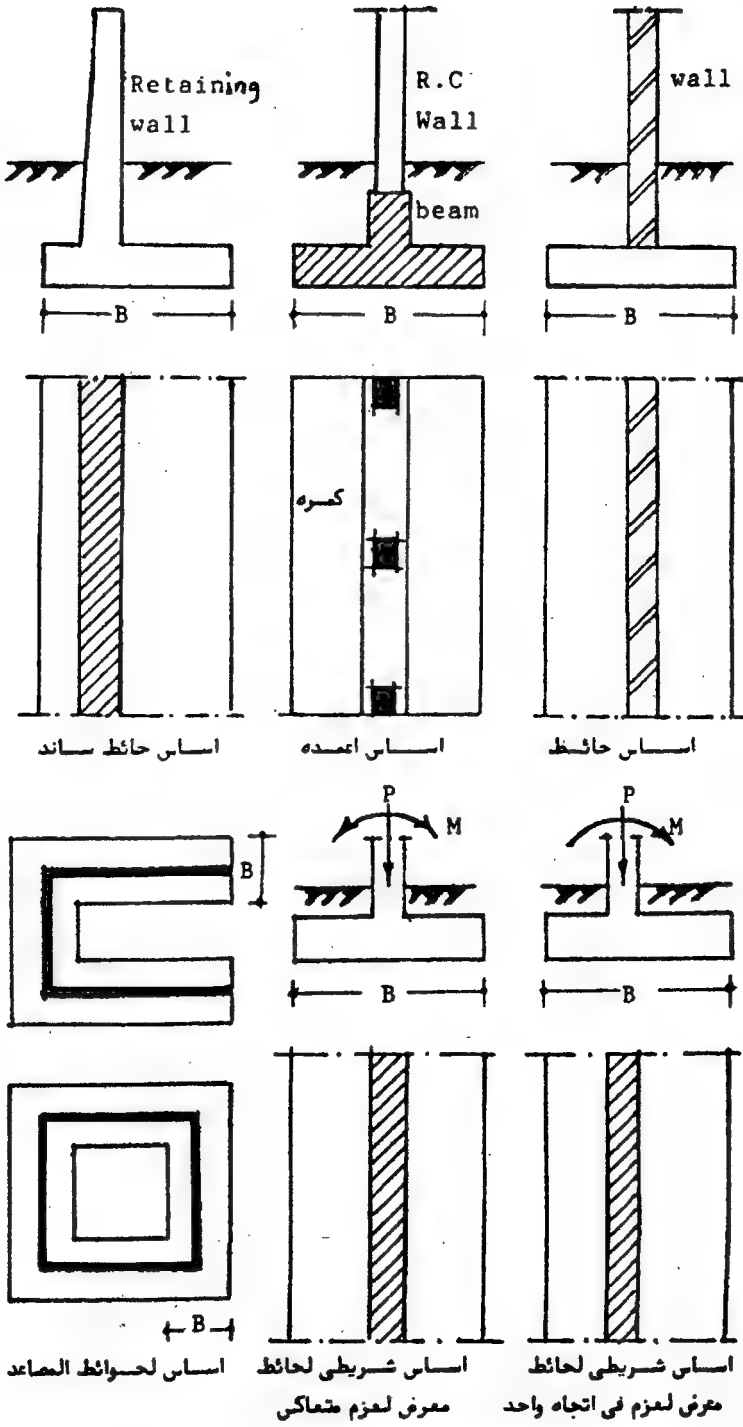
★ إن ماهية الأساسات الشريطية كأي نوع من الأساسات هو توزيع الأحمال المنقولة لها من الحوائط أو الأعمدة إلى التربة بحيث لا تتعدى الإجهادات الواقعة على التربة عند منسوب التأسيس وأسفل هذه الأساسات عن قدرة تحمل التربة المسموح بها وكما ذكرنا سابقاً.

★ الأساسات الشريطية هي عبارة عن بلاطة مستمرة من الخرسانة المسلحة يتم تنفيذها إما أسفل حائط خرساني أو طوب أو أعمدة واقعة على صف واحد خاصة إن كانت أحمال هذه الأعمدة متقاربة والبحور بينها متساوية تقريباً.

★ توجد عدة أنواع من الأساسات الشريطية حسب الأحمال المنقولة إليها والغرض الذي تستخدم من أجله ومن هذه الاستخدامات ما يلي :

- أساس حائط من الطوب.
- أساس حائط خرساني مسلح.
- أساس أعمدة.
- أساس حائط ساند.
- أساس لحوائط المصاعد ولب المباني (Core of building).

★ وقد تكون الأحمال المنقولة من هذه العناصر محورية (قوى عمودية) فقط أو قوى عمودية مصحوبة بعزوم انحناء في اتجاه واحد أو عزوم انحناء مزدوجة في اتجاهين متعاكسين وكما هو مبين بالشكل (٨-١).



شكل (٨-١) استخدامات وأنواع الأساسات الشريطية

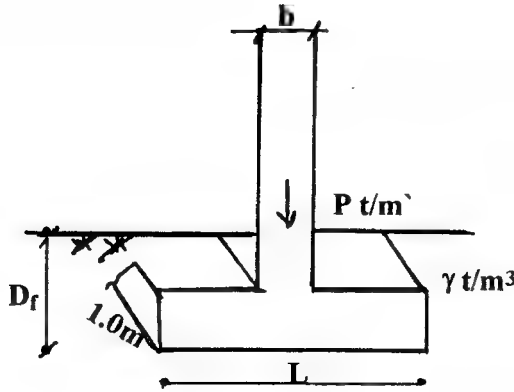
٢-٨ طريقة تصميم الأساسات الشريطية:

١-٢-٨ الأساسات الشريطية المعرضة إلى قوى محورية فقط:

فى هذه الحالة تكون الأساسات معرضة إلى قوى عمودية متمركزة فى مركز ثقل القاعدة.

i - الأساسات أو القواعد الشريطية أسفل حوائط الطوب أو الحوائط الخرسانية:

يبين الشكل (٢-٨) كروكى لحائط من الطوب أو الخرسانة يرتكز على قاعدة خرسانية شريطية طولها ١,٠٠ م مرتكز مباشرة على التربة وأن الحمل المنقول إلى القاعدة يقع فى مركزها.



شكل (٢-٨)

المعطيات:

- أقصى حمل تشغيل حتى منسوب سطح الأرض الطبيعية
- $P_{D.L} + P_{L.L} = P (t/m)$ وذلك من حساب الأحمال الواقعة على العمود أو الحوائط.
- منسوب وعمق التأسيس $D_f (m)$ من خواص وتقرير التربة.
- كثافة التربة من سطح الأرض وحتى منسوب التأسيس $\gamma (t/m^3)$ من نوعية وخواص وتقرير التربة.
- عرض الحائط أو العمود (b) من التصميم الخاص بالعمود.

- جهد التربة الكلى المسموح به عند منسوب التأسيس $(q_{all} \text{ kg/cm}^2)$ من خواص وتقدير التربة.
- رتبة ونوعية الخرسانة وحديد التسليح المستخدم فى الإنشاء $(f_{cu} \& f_y \text{ kg/cm}^2)$ على التوالى من المواصفات القياسية.

المطلوب:

تصميم القاعدة الشريطية أى إيجاد الأبعاد (عرضها وسمكها وحديد تسليحها الخ).

خطوات التصميم:

أ) باستخدام طريقة المرونة (إجهاد التشغيل):

- ١- يتم حساب أقصى حمل تشغيل متوقع للمتر الطولى من الحائط نتيجة للحمل الحى (L.L) والميت (D.L) وذلك عند منسوب التأسيس وليكن (P_T) حيث (P_T) يعادل أقصى حمل تشغيل حتى منسوب سطح الأرض الطبيعية مجموعاً عليه وزن عمود التراب الفعال بالتقريب.
i.e. $P_T = P + \gamma D_f$ t/m^2
- ٢- يتم حساب جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب الأرض الطبيعية $(q_{n all})$ وهو يساوى جهد التربة الكلى المسموح به مطروحاً منه وزن عمود التراب.
i.e. $q_{n all} = q_{all} - \gamma D_f \text{ kg/cm}^2$ or t/cm^2
- ٣- يتم حساب مساحة الأساس المطلوب (A) وعرضه الأمن وذلك بدلالة كل من الحمل والإجهادات الواقعة على التربة أسفل الأساس وذلك طبقاً للمعادلات التالية أيهما أكبر:

$$A = \frac{P}{q_{n all}} = \frac{P}{q_{all} - \gamma_a D_f} \quad (m^2)$$

$$\text{or } A = \frac{P_T}{q_{all}} \cong \frac{P + \gamma_a D_f}{q_{all}} \quad (m^2)$$

حيث (γ_a) هى الكثافة المتوسطة للتربة على الخرسانة فوق منسوب التأسيس

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{soil} + \gamma_{conc.}}{2} \quad t/m^3$$

وغالباً ما تكون القيمة الأولى للمساحة أكبر ومنها يتم حساب عرض الأساس (B) على أساس أن الطول يعادل ١,٠٠ متر.

$$\text{i.e. } B = \frac{A}{1.0} \quad (m)$$

ويقرب البعد (B) لأقرب ٥ سم.

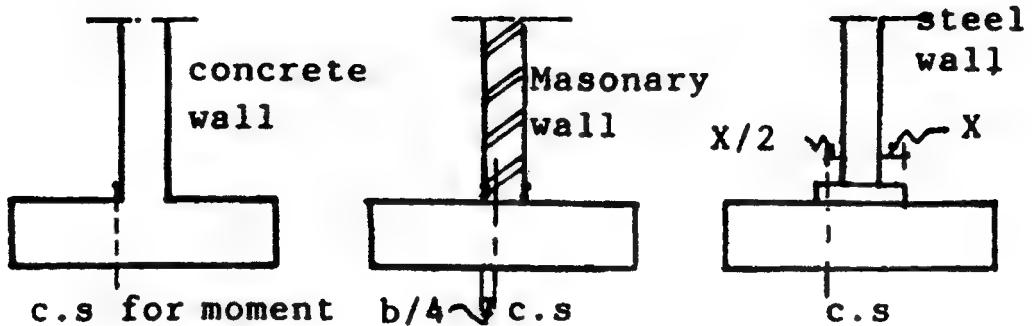
٤- يتم حساب رفرقة الخرسانة المسلحة عن العمود (c) من الرسم حيث :

$$c = \frac{B - b}{2} \quad (m)$$

٥- يتم حساب جهد التربة الصافي الفعلى الواقع على القاعدة المسلحة ذات العرض (B).

$$f_{soil} = \frac{P}{B \times 1.0} \quad t/m^2$$

٦- يتم تحديد المقطع الحرج لعزم الانحناء حسب نوع الحائط (طوب أو خرسانة أو حديد) وذلك كما ذكر سابقاً وطبقاً للكروكي شكل (٣-٨).



شكل (٣-٨) القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء

٧- يتم حساب قيمة عزم الانحناء الأقصى عند القطاع الحرج لعزم الانحناء والنتائج من ضغط التربة الفعلى الواقع على القاعدة المسلحة (f_{soil}) فمثلاً:

$$M_{max} = f_{soil} \cdot \frac{C^2}{2} = \frac{1}{2} f \left(\frac{B - b}{2} \right)^2 \quad * \quad (\text{الحائط الخرساني المسلح})$$

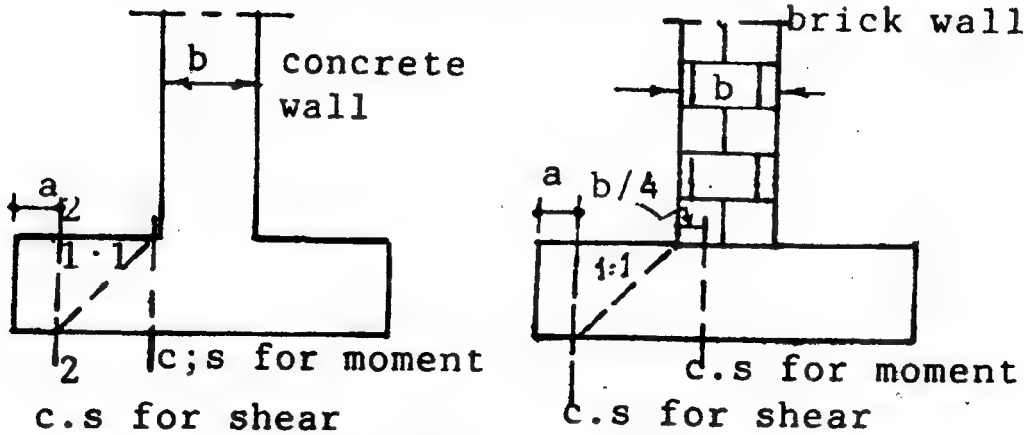
٨- يتم حساب العمق الفعال لمقاومة عزم الانحناء الأقصى (M_{max}) وذلك لشريحة عرضها ($b = 1.0 \text{ m}$) من المعادلة التالية :

$$d_{\text{moment}} = k_1 \sqrt{\frac{M_{\text{max}}}{100}} \quad * \quad b = 100 \text{ cm}$$

مع مراعاة الوحدات المستخدمة (كجم ، سم).

حيث (k_1) ثابت يتم تحديده حسب رتبة كل من الحديد (f_s) والخرسانة (f_{cu}) التي سوف تستخدم في تنفيذ القاعدة مع عدم وجود واستخدام حديد فى منطقة الضغط (i.e. $\alpha = 0$) وباستخدام الجداول المعروفة للخرسانة المسلحة أو من الجدول (٣-٧).

٩- يتم تحديد المقطع الحرج للقوى القاصة (Q_{sh}) وهو عند قطاع يبعد المسافة (d) من وجه الحائط وكما هو مبين بالشكل (٨-٤) أو على مسافة قدرها (a) من نهاية وحافة القاعدة المسلحة (القطاع 2-2).



شكل (٨-٤) القطاع الحرج للقوى القاصة

١٠- يتم حساب قيمة القوى القاصة (Q_{sh}) عند القطاع الحرج للقوى القاصة (2-2) والنتائج من ضغط التربة الفعلى الواقع على القاعدة المسلحة.

$$Q_{sh} = a \times 1.0 \times f_{\text{soil}} = \left[\frac{B-b}{2} - d \right] \times f_{\text{soil}} \quad \text{t/m}$$

١١- يتم حساب عمق الأساس المطلوب لمقاومة القوى القاصة (Q_{sh}) على ألا تتعدى إجهادات القص الحدود المسموح بها لنوعية ورتبة الخرسانة المستخدمة $(q_{sh \text{ all}})$ وذلك من المعادلة التالية :

$$q_{sh} = \frac{Q_{sh}}{0.87 b d_{sh}} \leq q_{sh \text{ all}} \quad (q_{c \text{ all}} \cong 5.0 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore d_{sh} = \frac{Q_{sh}}{0.87 b \cdot q_{sh \text{ all}}}$$

مع مراعاة $b = 100 \text{ cm}$ والوحدات كجم ، سم.

١٢- يتم اختيار العمق الأكبر المطلوب لمجابهة كل من عزوم الانحناء (d_m)

والقوى القاصصة (d_{sh}) - (d_m or d_{sh}) i.e. أيهما أكبر وليكن (d).

١٣- يتم حساب عمق وسمك القطاع الكلى للأساس وهو $t = d + \text{cover}$

حيث يؤخذ الغطاء الخرساني (cover) من ٥ - ٧ سم مع تقريب العمق

إلى أقرب ٥ سم وبحيث لا يقل العمق الكلى عن ٢٥ سم للأحمال الصغيرة

و ٣٠ سم للأحمال الثقيلة والتربة الضعيفة.

١٤- يتم تحديد وتعيين كمية الحديد (A_s) المطلوبة لمجابهة عزم الانحناء

الأقصى (M_{max}) مع العمق الفعلى للقاعدة (d) وذلك من المعادلة

المعروفة :

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2 d} \quad (\text{cm}^2)$$

مع مراعاة الوحدات كجم ، سم حيث (k_2) ثابت يتوقف أيضاً على رتبة كل

من الحديد المستخدم، الخرسانة المستخدمة أى على الإجهادات المسموح

بها لكل منهما (f_s) ، (f_c) ويمكن تحديده فى حالة عدم وجود حديد فى

منطقة الضغط (i.e. $\alpha = 0$) باستخدام الجداول المعروفة للخرسانة

المسلحة أو من الجدول (٧-٣).

١٥- يتم اختيار قطر حديد التسليح الرئيسى المستخدم والذي يتوقف على سمك

القاعدة بحيث لا يقل عن $\phi 13$ مم وبالتالي يتم تحديد عدد الأسياخ

المطلوبة فى المتر الطولى من القاعدة وبحيث لا يقل العدد عن $\phi 5$ / ١٣ م

على أن يتم وضع حديد التسليح هذا وتوزيعه عند السطح السفلى للقاعدة

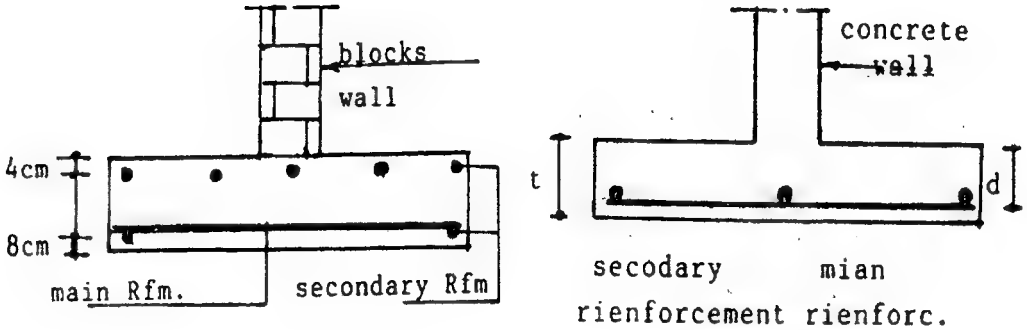
وفى الاتجاه العرضى لها.

١٦- يجب التحقق من أن كمية الحديد المطلوب لمقاومة عزم الانحناء الأقصى

لا يقل عن نسبة الحد الأدنى لحديد التسليح ويوصى ألا تقل نسبة حديد

التسليح عن ٠,٠٠٢٥ من مساحة القطاع الفعلى للقاعدة فى حالة الحديد الأملس، ٠,٠٠٢٠ من مساحة القطاع فى حالة الحديد عالى المقاومة كما يجب التحقق من الحد الأقصى لحديد التسليح وطبقاً للجدول (٥-٧).

١٧- يتم وضع حديد تسليح ثانوى فى الاتجاه العمودى للقاعدة ($A_{s \text{ sec}}$) يؤخذ كنسبة من الحديد الرئيسى المطلوب لمقاومة عزم الانحناء الأقصى (M_{\max}) وذلك بقيمة تتراوح ما بين ٢٠% ← ٣٠% من الحديد الرئيسى (A_s) وبحيث لا يقل عن $\phi 5$ ١٣ م/ على أن يتم توزيع ووضع هذا الحديد أسفل الأساس وأعلى الحديد الرئيسى فى الحوائط الخرسانية أما فى أساسات حوائط الطوب فيوضع الحديد الطولى الثانوى أعلى الأساس ويفضل أن يؤخذ ربع الحديد فى الناحية السفلية والباقى فى الناحية العلوية - شكل (٥-٨) أما فى أساسات حوائط الطوب فيوضع الحديد الطولى الثانوى أعلى الأساس.



شكل (٥-٨)

١٨- يتم التأكد والتحقق من قيمة إجهاد التماسك عند القطاع الحرج لعزوم الانحناء وذلك بحساب القوة القاصة المسببة لفقد التماسك عند هذا القطاع (Q_b) بمعنى فى حالة الحائط المسلح (concrete wall) i.e. مع مراعاة $b = 100 \text{ cm}$ والوحدات كجم، $Q_b = \left(\frac{B-b}{2}\right) \times b \times f_{\text{soil}}$ سم.

ثم يتم حساب إجهاد التماسك من المعادلة المعروفة حيث إجهادات التماسك المتولدة على القطاع الحرج يجب ألا تتعدى الإجهادات المسموح بها للتماسك لنوعية الخرسانة المستخدمة.

$$\text{i.e. } q_b = \frac{Q_b}{0.87 d \Sigma o} \leq q_{b \text{ all}}$$

حيث (Q_b) : هي قوة القاصة المسببة للعزوم عند القطاع الحرج ،
(Σo) : هو محيط أسياخ حديد التسليح عند المقطع الحرج لعزم الانحناء

(d) : هو العمق الفعلى الفعال للقطاع (القاعدة).
($q_{b \text{ all}}$) : هو إجهاد التماسك المسموح به لنوعية الخرسانة المستخدمة ويمكن تعيينه من الجدول (٧-٩) ويؤخذ ١٠ كجم/سم^٢

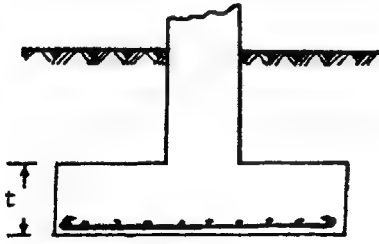
هذا وإذا لم يتحقق هذا الشرط (أى أن إجهادات التماسك ($q_b > q_{b \text{ all}}$) فإنه يجب فى هذه الحالة إما استخدام أقطار حديد أقل وبالتالي زيادة محيط الأسياخ (Σo) أو زيادة العمق الفعال للقاعدة (d) مع ملاحظة أن ثنى حديد التسليح الرئيسى عند حافة القاعدة يعمل على زيادة مقاومة التماسك للخرسانة وكما هو موضح بالشكل (٧-١٣).

١٩- يتم التحقق من طول الرباط للحديد الرئيسى بحيث لا يقل عن $\phi 40$ للحديد الأملس أو $\phi 40$ سم أيهما أكبر وعن $\phi 50$ للحديد المشرسر أو ٣٠ سم أيهما أكبر.

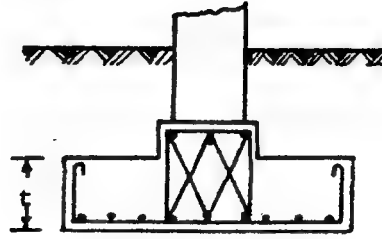
٢٠- يتم التحقق من كفاية طول الأنشairs بين الحائط والأساس وذلك طبقاً لما سبق شرحه.

ملحوظات هامة:

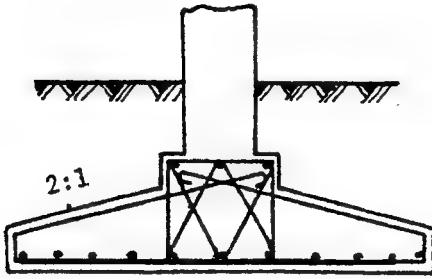
١- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه لمنع التشريح الناتج عن الهبوط المحتمل أسفل الحائط نفسه فإنه يمكن زيادة جساءة المقطع أسفل الحائط وذلك باستخدام حديد تسليح إضافى فى الأساسات كما هو موضح بالشكل (٨-٦) وذلك أسفل الحائط نفسه وذلك بنسبة حوالى ١% من مساحة المقطع تحت الحائط على أن يتم توزيع هذه المساحة على السطح العلوى والسفلى فى المنطقة أسفل الحائط مباشرة كما هو موضح بالشكل (٨-٦-cb).



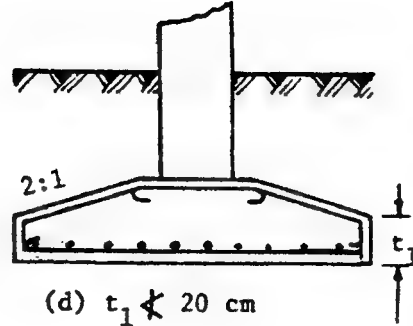
(a) $t \leq 25 \text{ cm}$



(b) $t \leq 30 \text{ cm}$



(c) $t_1 \leq 20 \text{ cm}$



(d) $t_1 \leq 20 \text{ cm}$

شكل (٨-٦) كيفية تقوية جساءة القواعد الشريطية أسفل الحوائط لمقاومة الهبوط أسفل هذه الحوائط

٢- لم يتم التحقق من إجهادات كل من القص الثاقب (Punching shear) وإجهاد الارتكاز نظراً لكبر المساحة المقاومة لهذا النوع من الإجهادات لكبر عرض القاعدة ($b = 1.0 \text{ m}$).

(ب) باستخدام التصميم الحدى للمقاومة: (U.S.D)

١- يتم حساب أقصى حمل متوقع للمتر الطولى من الحائط (P_u) والمناظر لكل من الحمل الحى (P_{LL}) والحمل الميت (D.L) وذلك باستخدام معاملات زيادة الأحمال (γ) عند حدوث الانهيار من المعادلات المعروفة لحساب الحمل الأقصى وطبقاً للكود المصرى كما يلى :

- فى حالة إهمال أحمال الرياح والزلازل

$$P_u = \gamma_{D.L} \times P_{D.L} + \gamma_{L.L} \times P_{L.L}$$

$$= 1.4 \times P_{D.L} + 1.6 \times P_{L.L}$$

- فى حالة قيمة الأحمال الحية لا تزيد عن ٠,٧٥ من قيمة الأحمال الميتة

$$P_u = 1.5 (P_{D.L} + P_{L.L})$$

-٢ يتم حساب أقصى حمل تشغيل متوقع للمتر الطولى من الحائط نتيجة للحمل الحى ($P_{L.L}$) والميت ($P_{D.L}$) وذلك عند منسوب التأسيس وليكن (P_T) حيث يعادل أقصى حمل تشغيل عند منسوب سطح الأرض الطبيعية مجموعاً عليها وزن عمود التراب الفعال بالتقريب.

$$\text{i.e. } P_T = P + \gamma D_f \quad t/m^2$$

-٣ يتم حساب وتقدير قيمة جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب سطح الأرض الطبيعية ($q_{n \text{ all}}$) وهو يساوى جهد التربة الكلى المسموح به مطروحاً منه وزن عمود التراب.

$$\text{i.e. } q_{n \text{ all}} = q_{\text{all}} - \gamma D_f \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{or} \quad t/\text{cm}^2$$

-٤ يتم حساب مساحة الأساس المطلوب (A) ومن ثم عرضه الآمن وذلك بدلالة كل من الإجهادات الواقعة على التربة أسفل الأساس وذلك طبقاً للمعادلات التالية :

$$A = \frac{P}{q_{\text{all}}} = \frac{P}{q_{\text{all}} - \gamma D_f} \quad (m^2)$$

$$\text{or } A = \frac{P_T}{q_{\text{all}}} \cong \frac{P + \gamma D_f}{q_{\text{all}}} \quad (m^2)$$

وغالباً ما تكون المساحة الأولى أكبر ومنها يتم حساب عرض الأساس (B) على أساس أن طول القاعدة هو ($b = 1.0 \text{ m}$)

$$\text{i.e. } B = \frac{A}{1.0} \quad (m)$$

وبقرب هذا البعد (B) لأقرب ٥ سم.

-٥ يتم حساب وتقدير قيمة جهد التربة التصميمى الأقصى باستخدام الحمل القصوى (P_u) وذلك بخارج قسمة الحمل على المساحة.

$$\therefore f_{u \text{ soil}} = \frac{P_u}{B \times 1.0} \quad t/m^2$$

-٦ يتم حساب رفرفة الخرسانة المسلحة عن العمود (c) من الرسم حيث :

$$C = \frac{B - b}{2} \quad m$$

- ٧- يتم تحديد المقطع الحرج لعزم الانحناء حسب نوع الحائط (طوب أو خرسانة أو حديد). وذلك كما ذكرنا سابقاً وطبقاً للكروكي شكل ().
- ٨- يتم حساب قيمة عزم الانحناء الأقصى عند القطاع الحرج لعزم الانحناء والناتج من ضغط التربة التصميمي الأقصى ($f_{u \text{ soil}}$) على القاعدة من أسفل إلى أعلى فمثلاً :

$$M_{u \text{ max}} = f_{u \text{ soil}} \cdot \frac{c^2}{2} = \frac{1}{2} f_u \left(\frac{B-b}{2} \right)^2 \quad * \text{ (للحائط الخرساني المسلح)}$$

- ٩- يتم حساب العمق الفعال اللازم لمقاومة عزم الانحناء الأقصى ($M_{u \text{ max}}$) وذلك لشريحة عرضها ($b = 1.0 \text{ m}$) من المعادلة التالية :

$$d = k_u \sqrt{\frac{M_{u \text{ max}}}{b}} \text{ (cm)} \cong 0.4 \sqrt{\frac{M_{u \text{ max}}}{b}}$$

حيث الثابت (k_u) يتراوح ما بين ٠,٣ ، ٠,٥ ، ويؤخذ كقيمة متوسطة تعادل ٠,٤

- ١٠- يتم تحديد المقطع الحرج للقوى القاصة القصوى (Q_{ush}) وهو عند قطاع يبعد المسافة (d) من وجه الحائط أو على مسافة قدرها (a) من نهاية وحافة القاعدة المسلحة كما ذكرنا سابقاً.

- ١١- يتم حساب قيمة القوى القاصة القصوى عند القطاع الحرج للقوى القاصة والناتج والمناظر لضغط التربة التصميمي الأقصى ($f_{u \text{ soil}}$) الواقع على القاعدة.

$$Q_{ush} = a \times 1.0 \times f_{u \text{ soil}} = \left[\frac{B-b}{2} - d \right] \times f_{u \text{ soil}} \quad \text{t/m}$$

- ١٢- يتم تحديد وحساب عمق الأساس المطلوب لمقاومة القوى القاصة القصوى (Q_{ush}) على ألا تتعدى أقصى إجهادات قص عن القيم القصوى المسموح بها للخرسانة بالقواعد (q_{cu}) والواردة بالجدول (٧-٦) وتؤخذ حوالى ٦,٠٠ كجم / سم^٢ كقيمة متوسطة لرتب الخرسانة من C 200 إلى C 300.

$$\text{i.e.} \quad q_{ush} = \frac{Q_{ush}}{b d_{sh}} \leq q_{cu} \quad (6 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore d_{sh} = \frac{Q_{us}}{b \times q_{cu}} \quad \dots\dots\dots *$$

مع مراعاة (b = 100 cm) والوحدات كجم ، سم.

١٣- يتم اختيار العمق الأكبر المطلوب لمقاومة أى من عزم الانحناء الأقصى ($M_{u \max}$) أو القوى القصوى القاصة (Q_{ush}) أى الأكبر فى العمق (d_m) أو (d_{sh}) وليكن هذا العمق هو (d).

١٤- يتم تحديد وحساب عمق القطاع الكلى المطلوب للأساس وهو $t=d+cover$ حيث يؤخذ الغطاء الخرسانى (cover) من ٥ - ٧ سم مع تقريب العمق (t) إلى أقرب ٥ سم وبحيث لا يقل عن ٢٥ سم للأحمال الضعيفة والترتبة القوية، ٣٠ سم للأحمال الثقيلة والترتبة الضعيفة.

١٥- يتم إعادة الحسابات باستخدام العمق الفعال الكلى ($d_{act} = t - cover$) وبالتالي إيجاد قيمة الثابت (k_u) المناظر لهذا العمق وقيمة ($M_{u \max}$).

$$\text{i.e.} \quad \therefore d_{act} = k_u \sqrt{\frac{M_{u \max}}{b}} \longrightarrow$$

$$k_u = \frac{d_{act}}{\sqrt{\frac{M_{u \max}}{b}}} \quad *$$

١٦- وبمعلومية قيمة الثابت (k_u) ونوعية المواد المستخدمة لكل من الحديد والخرسانة يتم إيجاد نسبة حديد التسليح الرئيسى (μ) وذلك باستخدام المنحنيات (C) ، (D) والخاصة بالتصميم الحدى شكل (مرفقات) وبحيث لا تقل هذه النسبة عن الحد الأدنى المسموح به لنسب حديد التسليح (μ_{min}) ولا تزيد عن الحد الأقصى لها (μ_{max}) وذلك حسب القيم المعطاة والمناظرة لرتبة حديد التسليح المستخدم (f_y).

$$\text{i.e.} \quad A_{s \text{ main}} = \mu b d \quad (cm^2 / b = 1.0 \text{ m}) \quad \begin{aligned} &\leq 0.0025 A_c (M. s) \\ &\leq 0.002 A_c (H.T.S) \\ &\leq 5 \phi 13 / m^2 \text{ (both)} \end{aligned}$$

١٧- يتم اختيار قطر حديد التسليح المستخدم والذى يتوقف على سمك القاعدة بحيث لا يقل عن $\phi 13$ مم وبالتالي يتم تحديد عدد الأسياخ المطلوبة فى المتر الطولى من القاعدة وبحيث لا يقل العدد عن $\phi 5 / 13$ م.

١٨- يتم وضع حديد تسليح ثانوى فى الاتجاه العمودى (الاتجاه الطولى) للقاعدة قدره ($A_s \text{ sec.}$) يؤخذ كنسبة من الحديد الرئيسى المطلوب لمقاومة العزم الأقصى ($M_{u \text{ max}}$) وذلك بقيمة تتراوح ما بين ٢٠ ← ٣٠% من الحديد الرئيسى وبحيث لا يقل عن ٥ ϕ ١٣ م.

١٩- يتم التحقق من قيمة إجهادات التماسك الواقعة على القطاع الحرج لعزوم الانحناء وذلك بحساب أقصى قوة قاصة مسببة لفقد التماسك عند هذا القطاع (Q_{ub}) بمعنى :
فى حالة الحائط المسلح

$$\text{i.e. } Q_{ub} = \left(\frac{B - b}{2} \right) \times b \times f_{u \text{ soil}}$$

مع مراعاة $b = 100 \text{ cm}$ والوحدات كجم ، سم على ألا تتعدى أقصى إجهادات تماسك عند القطاع الحرج عن أقصى قيمة إجهاد تماسك حدى للخرسانة مع صلب التسليح (q_{cbu})

$$\text{i.e. } q_{bu} = \frac{Q_{ub}}{\Sigma o \cdot d_{act}} \leq q_{cbu} = 0.95 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} (10 - 12 \text{ kg/cm}^2)$$

حيث (Σo) هو مجموع محيط الأسياخ الرئيسية ($\Sigma o = n \phi 0$)
هذا وإذا لم يتم تحقيق هذا الشرط أى إذا ما كان ($q_{bu} > q_{cuu}$) فإنه فى هذه الحالة إما استخدام أقطار حديد أقل وبالتالي زيادة محيط الأسياخ (Σo) أو زيادة العمق الفعال للقاعدة مع ملاحظة أن تثنى حديد التسليح عند حافة القاعدة يعمل على زيادة مقاومة التماسك للخرسانة وكما وضعنا سابقاً.

٢٠- يتم التحقق من طول الرباط للحديد الرئيسى بحيث لا يقل عن ٤٠ ϕ أو ٤٠ سم أيهما أكبر للحديد الأملس وعن ٥٠ ϕ أو ٣٠ سم أيهما أكبر للحديد المشرشر.

٢١- يتم التحقق من كفاية طول الأشاير بين الحائط والأساس وذلك طبقاً لما سبق شرحه.

ملحوظات هامة:

يتم الرجوع إلى الملحوظات الهامة المذكورة فى التصميم المرن لهذه القواعد.

٨-٢-٢ أمثلة محلولة:

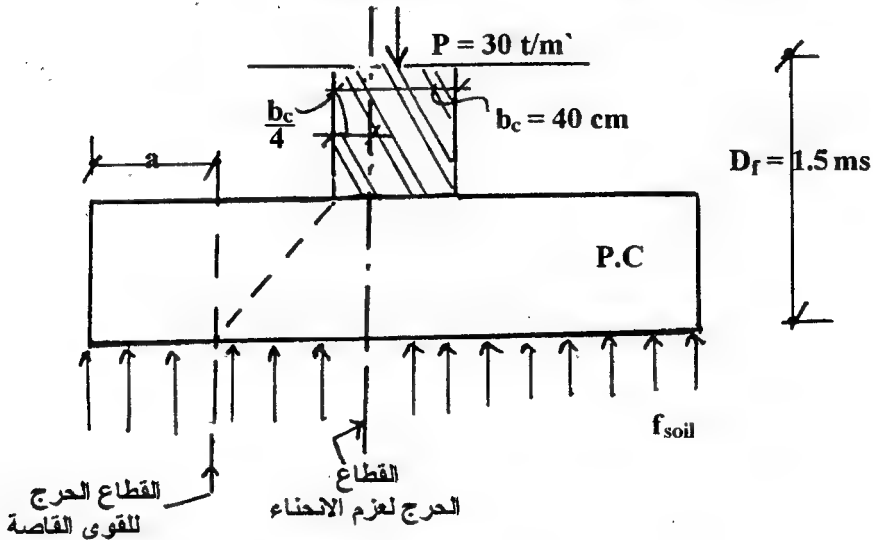
مثال رقم (١):

المطلوب تصميم القاعدة العادية الشريطية التي يرتكز عليها حائط من الطوب عرضه ٤٠ سم والمعرض إلى حمل تشغيل محوري قدره ٣٠ طن /م عند منسوب سطح الأرض الطبيعية إذا علم أن :

- منسوب التأسيس يعادل ١,٥٠ متر (D_f).
- جهد التربة الكلى المسموح به عند منسوب التأسيس يعادل ١,٢٠ كجم/سم^٢ (q_{all}).
- كثافة التربة (γ_{soil}) يعادل ١,٧ طن/م^٣.
- كثافة الخرسانة العادية ($\gamma_{p.c}$) تعادل ٢,٢ طن/م^٣.
- رتبة الخرسانة C 180.

الحل:

يبين الشكل (٨-٧) كروكي للقاعدة المطلوب تصميمها بفرض طولها ١,٠٠ متر وأن عرضها يعادل (B) متر وسمكها (t) متر.



شكل (٨-٧)

الخطوات:

- يتم حساب وتقدير قيمة جهد التربة الصافي المسموح به عند منسوب التأسيس وهو يساوى :

$$q_{n\ all} = q_{all} - \gamma_a D_f$$

جهد التربة الكلى المسموح به - وزن عمود التربة والخرسانة فوق هذا المنسوب

(γ_a) هى متوسط كثافة التربة والخرسانة العادية فوق منسوب التأسيس وهى تساوى :

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{soil} + \gamma_{p.c}}{2} = \frac{1.7 + 2.2}{2} = \frac{3.9}{2} = 1.95 \text{ t/m}^3$$

$$\therefore q_{n\ all} = 12 - 1.5 \times 1.95 = 12 - 2.93 = 9.07 \text{ t/m}^2$$

$$= 0.9 \text{ kg/cm}^2$$

• يتم حساب مساحة القاعدة العادية وذلك كالاتى :

$$A = \frac{\text{الحمل/م عند منسوب التأسيس}}{q_{n\ all}} = \frac{30}{0.9} = 3.33 \text{ m}^2$$

وحيث أن طول الحائط يعادل واحد متر. \therefore عرض القاعدة العادية يعادل

$$B = \frac{A}{1} = \frac{3.33}{1} = 3.33 \text{ ms}$$

لأقرب 5 سم

Take $B = 3.35 \text{ ms}$

- يتم حساب جهد التربة الصافي الواقع على القاعدة ذات العرض $B = 3.35 \text{ ms}$

$$\therefore f_{\text{net actual}} = \frac{P}{A_{\text{actual}}} = \frac{30}{1 \times 3.35} = 8.95 \approx 9 \text{ t/m}^2$$

- يتم إيجاد سمك القاعدة الحرج عند القطاع الحرج لمجابهة ومقاومة عزوم الانحناء وذلك كالاتى :

- يتم حساب البعد (c) من حافة القاعدة إلى وجه الحائط الطوب.

$$c = \frac{B - b_c}{2} = \frac{3.35 - 0.40}{2} = 1.475 \text{ ms}$$

- يتم تحديد مكان وموضع القطاع الحرج وفي هذه الحالة يبعد القطاع الحرج عن حافة القاعدة بمسافة تعادل $(c + \frac{b}{4})$ أى

$$\left[1.475 + \frac{0.4}{4}\right] \text{ أى بمسافة قدرها } 1.575 \text{ م}$$

- يتم حساب أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج (M_{\max})

$$M_{\max} = \frac{q_{\text{nactual}}}{2} \times \left(c + \frac{b}{4}\right)^2 \times 1.0 = \frac{9}{2} \times (1.575)^2 = 11.163 \text{ t.m/m}$$

- يتم حساب أقصى إجهاد شد واقع على الخرسانة العادية عند القطاع الحرج ($f_{ct \max}$) بحيث لا يتعدى أقصى إجهاد شد مسموح به لخرسانة ($f_{ct \text{ all}}$).

$$\text{i.e. } f_{ct \max} = \frac{M_{\max} \cdot y}{I} = \frac{M_{\max} \cdot \frac{t}{2}}{b t^3/12} = \frac{6 M_{\max}}{b t^2} \leq f_{ct \text{ all}}$$

$$\therefore \frac{6 \times 11.163 \times 10^5}{100 \times t^2} \leq f_{ct \text{ all}} = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ for C 180}$$

ومنها يتم إيجاد سمك الخرسانة العادية (t) لمقاومة عزم الانحناء

$$\therefore t^2 = \frac{6 \times 11.163 \times 10^5}{100 \times 4} \longrightarrow t = 129 \cong 130 \text{ cm}$$

يتم إيجاد سمك القاعدة عند القطاع الحرج لمجابهة ومقاومة القوى القصية كالآتى :

- يتم تحديد مكان وموضع القطاع الحرج للقص وهو على بعد عنى الأساس (t) من وجه الحائط الطوب وليكن (a) من حافة القاعدة.

$$\text{i.e. } a = (c - t) = 1.475 - 1.3 = 0.175 \text{ ms}$$

- يتم حساب أقصى قوة قصية عند القطاع الحرج للقص أى على بعد مسافة (a) من حافة القاعدة وذلك بدلالة جهد محصلة القوة المؤثرة من أسفل إلى أعلى على القاعدة عند هذا القطاع نتيجة للجهد الصافى الواقع والفعل على التربة.

$$\text{i.e. } Q_{\max \text{ sh}} = a \cdot q_{\text{nactual}} \times 1.0 = 0.175 \times 9 \times 1.0 = 1.575 \text{ t/m}$$

- يتم حساب أقصى إجهاد قص واقع على القطاع الحرج للخرسانة العادية بحيث ألا يتعدى أقصى إجهاد مسموح به للخرسانة للقص.

$$\text{i.e. } q_{sh \max} = \frac{3}{2} \frac{Q_{\max}}{b t} \leq q_{sh \text{ all}} \quad (6 \text{ kg/cm}^2 \text{ for C180})$$

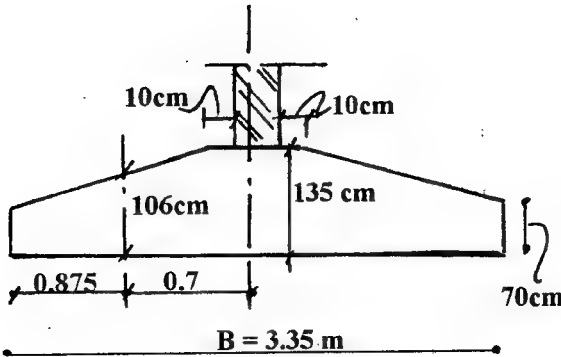
$$\therefore \frac{3}{2} \times \frac{1.575 \times 10^3}{100 \times t_{sh}} \leq 6 \rightarrow t_{sh}$$

أى السمك اللازم لمقاومة إجهاد القص يعادل :

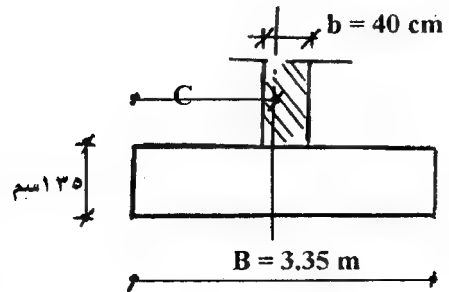
$$t_{sh} = \frac{3}{2} \times \frac{1.575 \times 10^3}{100 \times 6} = 3.9 \text{ cm} \lll 130 \text{ cm}$$

وهو مقدار صغير جداً بالمقارنة بالسمك المطلوب لمقاومة عزم الانحناء الأمر الذى يوضح أن عزم الانحناء هو الحاكم فى تصميم القاعدة وليس القوى القاصة.

هذا ويمكن أخذ سمك القاعدة منتظماً على كامل عرضها كما هو مبين بالحل الأول أو أخذها مسلوكة بعمق من ١٣٠ سم من وجه الحائط الطوب إلى عمق لا يقل عن نصف هذا العمق عند حافتها كما هو مبين بالحل الثانى - شكل (٨ - ٨).



الحل الثانى (قاعدة مسلوكة)



الحل الأول (قاعدة ذات عمق ثابت)

شكل (٨ - ٨)

ملحوظة هامة:

١- فى الحل الثانى يجب التحقق من مقاومة القطاعات لعزوم الانحناء الواقعة على الجزء المسلوب وليكن قطاع واحد فقط على بعد ٧٠ سم من القطاع الحرج لعزوم الانحناء أى لقطاع على بعد ٠,٨٧٥ من الحافة وذلك كالآتى:

$$\therefore M = \frac{9 \times (0.875)^2}{2} = 3.445 \text{ t.m/m'}$$

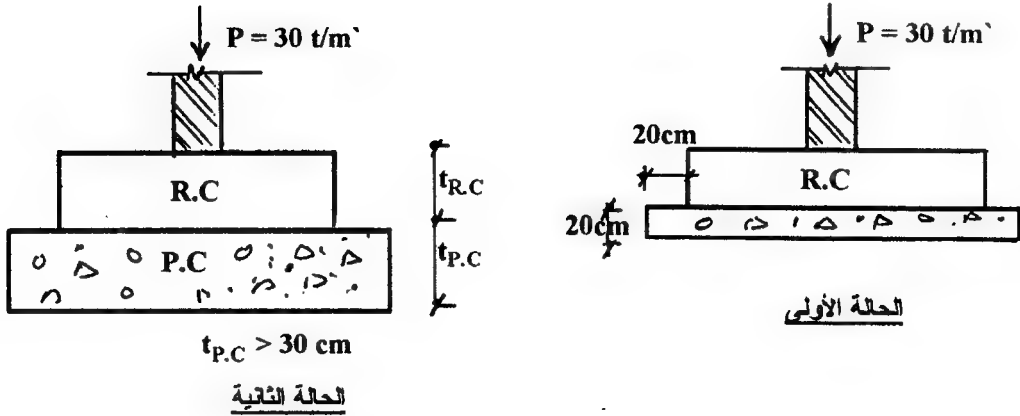
$$\therefore f_{ct \max} = \frac{6M}{b t^2} = \frac{6 \times 3.445 \times 10^5}{100 \times 106 \times 106} = 1.84 \text{ kg/cm}^2 < (4.0) f_{ct \text{ all}} \text{ o.k}$$

أى أنه يمكن استخدام الحل الأول أو الثانى بأمان تام ويفضل الحل الثانى لأنه أوفر واقتصادى فى كميات الخرسانة المستخدمة مع ضرورة التحقق أيضاً من مقاومة القص على الجزء المسلوب.

٢- يلاحظ أن سمك الخرسانة العادية المطلوب كبير نسبياً ١٣٥ سم نظراً لكبر الأحمال الواقعة على الحائط فوق القاعدة والمنقول إلى القاعدة من جهة وصغر جهد التربة الصافى المسموح به من جهة أخرى الأمر الذى نوصى بعمل قاعدة مسلحة أسفلها خرسانة عادية وذلك بالكيفية التالية وطبقاً للحالتين التاليتين :

الحالة الأولى:

استخدام قاعدة مسلحة أسفلها خرسانة عادية بسمك ٢٠ سم وبروز ٢٠ سم فقط عن الخرسانة المسلحة فى هذه الحالة يتم إهمال وجود الخرسانة العادية حيث أن سمكها صغير وتستخدم فقط كخرسانة نظافة أسفل القاعدة المسلحة وبالتالي يتم فرض كما لو كان الخرسانة المسلحة مرتكزة مباشرة على التربة وكما هو مبين بالشكل (٨-٩) مع فرض الخرسانة المسلحة هى C 200 وحديد التسليح رتبة ٥٢/٣٦.

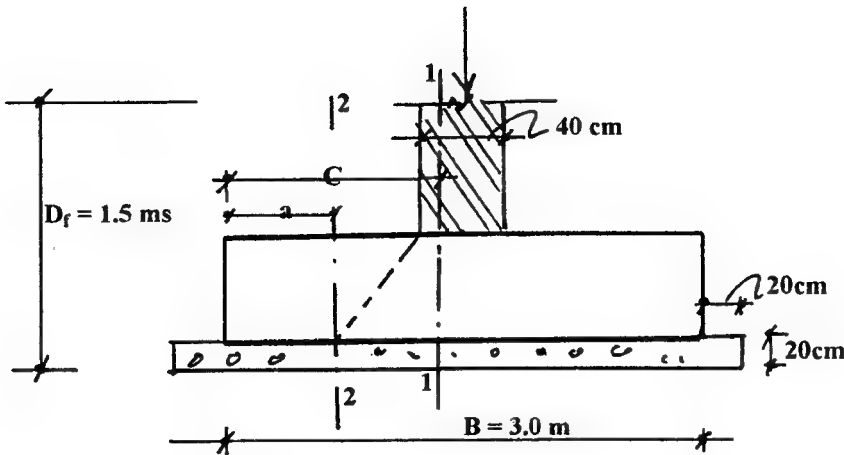


شكل (٨-٩)

الحالة الثانية:

استخدام قاعدة مسلحة أسفلها قاعدة عادية بسبك أكبر من ٣٠ سم، في هذه الحالة يتم أخذ القاعدة العادية في الاعتبار وتصميمها لمجابهة الضغط المنقول من التربة ثم يتم تصميم القاعدة المسلحة لمقاومة ضغط التماس بين الخرسانة العادية والمسلحة كما سوف يرد في طريقة الحل.

طريقة الحل للحالة الأولى:



شكل (٨-١٠)

- فى هذه الحالة يتم إهمال القاعدة العادية ويتم التعامل مع القاعدة المسحة على أساس أنها مرتكزة على التربة مباشرة كالتالى :

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{soil} + \gamma_{R.C}}{2} = \frac{1.7 + 2.5}{2} = \frac{4.2}{2} = 2.1 \text{ t/m}^3$$

$$\therefore q_{n \text{ all}} = 12 - 2.1 = 9.9 \text{ t/m}^2 \cong 1.0 \text{ kg/cm}^2$$

- يتم حساب مساحة القاعدة المسلحة

$$A = \frac{30}{q_{n \text{ all}}} = \frac{30}{10} = 3.0 \text{ m}^2$$

ولشريحة عرضها واحد متر

$$\therefore B = \frac{3.0}{1.0} = 3.0 \text{ ms}$$

- يتم إيجاد سمك القاعدة المسلحة الحرج عند القطاع الحرج المعرض لأقصى عزم انحناء وذلك كالتالى :

$$C = \frac{B - b}{2} = \frac{3.0 - 0.4}{2} = 1.3 \text{ ms}$$

- موضع ومكان القطاع الحرج لعزوم الانحناء (1-1) والذى يبعد عن الحافة بمسافة قدرها :

$$\left(c + \frac{b}{4}\right) \rightarrow \text{أى} \left[1.3 + \frac{0.4}{4}\right] = 1.4 \text{ ms}$$

- يتم حساب أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج (M_{\max})

$$M_{\max} = \frac{q_{n \text{ all}}}{2} \times \left(c + \frac{b}{4}\right)^2 \times 1.0 = \frac{10}{2} (1.4)^2 = 9.8 \text{ m.t/m}^2$$

- وبتطبيق المعادلة المعروفة

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}}$$

حيث (d_m) : هو العمق المطلوب لمقاومة عزم الانحناء (M_{\max})

، (b) : عرض الشريحة وهو يعادل ١,٠٠ متر

، (k_1) : ثابت يتم تحديده من الجداول الخرسانية طبقاً لرتبة كل من

حديد التسليح والخرسانة المستخدمة فى القاعدة

وحيث أن الخرسانة C 200 ، الحديد رتبة ٥٢/٣٦ إذن يمكن تعيين قيمة الثوابت (k_1) ، (k_2) من الجدول () كالآتي :

$$k_1 = 0.276 , \quad k_2 = 1750$$

$$\therefore d_m = 0.276 \sqrt{\frac{9.8 \times 10^5}{100}} = 27.3 \text{ cm}$$

يتم إيجاد سمك القاعدة المسلحة عند القطاع الحرج لمجابهة ومقاومة القوى القاصة كالآتي :

- يتم تحديد مكان وموضع القطاع الحرج للقص وعلى بعد عمق القاعدة (d_{sh}) من وجه الحائط الطوب وليكن (a) من حافة القاعدة المسلحة.

$$\text{i.e. } a = (c - d_{sh}) = (1.475 - d_{sh})$$

- يتم حساب أقصى قوة قاصة على القطاع الحرج وهى $(Q_{max sh})$

$$\therefore Q_{max sh} = a \times q_{n all} \times 1.0 = (1.475 - d_{sh}) \times 10 \text{ t/m}$$

- يتم حساب أقصى إجهاد قص واقع على القطاع الحرج وبفرض القاعدة ذات سمك ثابت.

$$\text{i.e. } q_{max} = \frac{Q_{max}}{0.87 b d_{sh}} \leq q_{csh all} (5 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore \frac{(1.475 - d_{sh}) 10}{0.87 \times 1.0 \times d_{sh}} \leq 50$$

$$\therefore 14.75 - 10 d_{sh} = 43.5 d_{sh} \longrightarrow d_{sh} = 0.275 \text{ ms} = 27.5 \text{ cm}$$

وحيث أن (d_{sh}) تقريباً تعادل (d_m) إذن يتم أخذ قيمة (d_{act}) الأكبر فيهما وهى (27.5 cm)

- يتم حساب العمق الكلى للقاعدة بإضافة سمك الغطاء الخرساني على العمق الفعال (d_{act}) على أن يؤخذ الغطاء من ٥-٧ سم ويقرب بعد ذلك العمق إلى أقرب ٥ سم.

$$\therefore \text{take } t = 27.5 + 7 = 34.5 \longrightarrow 35 \text{ cm}$$

- يتم حساب قيمة مساحة حديد التسليح الرئيسى المطلوبة لمقاومة عزم الانحناء الأقصى والمناظر للعمق الحقيقى (35 - 7 = 28 cm) الذى سوف ينفذ من المعادلة:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{9.8 \times 10^5}{1750 \times 28} = 20 \text{ cm}^2 / \text{m} \longrightarrow 10 \Phi 16/\text{m}$$

$$\mu \% = \frac{A_s}{b d} = \frac{20}{28 \times 100} = 0.71 \% \text{ وهذه تناظر نسبة حديد تسليح}$$

وهذه المساحة يجب ألا تقل عن الحد الأدنى وهو ٠,٢ % ولا تتعدى الحد الأقصى وهو ١ %.

وهذا الحديد يتم وضعه وتوزيعه فى الاتجاه القصير للقاعدة ذات العرض (B = 3.0 m) مع ضرورة وضع حديد ثانوى فى الاتجاه الطويل للقاعدة قدرة ٠,٣ من مساحة الحديد الرئيسى وذلك على السطح السفلى للقاعدة.

$$\text{i.e. } A_{s \text{ sec.}} = 0.3 \times 20.0 = 6.0 \text{ cm}^2 / \text{m} \longrightarrow 5 \Phi 12 \text{ mm/m}$$

• يتم التحقق من إجهاد التماسك لحديد التسليح الرئيسى وذلك كالاتى :

- يتم حساب أقصى قوة قاصة عند القطاع الحرج لعزم الانحناء.

$$\begin{aligned} \text{i.e. } Q_{\max \text{ bond}} &= \left[\left(C + \frac{b}{4} \right) - d_{\text{act}} \right] \times q_{n \text{ all}} \times 1.0 \\ &= \left[1.475 + \frac{0.4}{4} - 0.28 \right] \times 10 = 12.95 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\therefore q_b = \frac{Q_{\max \text{ bond}}}{0.87 \times \Sigma o \times d} \leq q_{b \text{ all}}$$

$$\therefore \Sigma o = 10 \times 3.14 \times 1.6 = 50.24 \text{ cm}$$

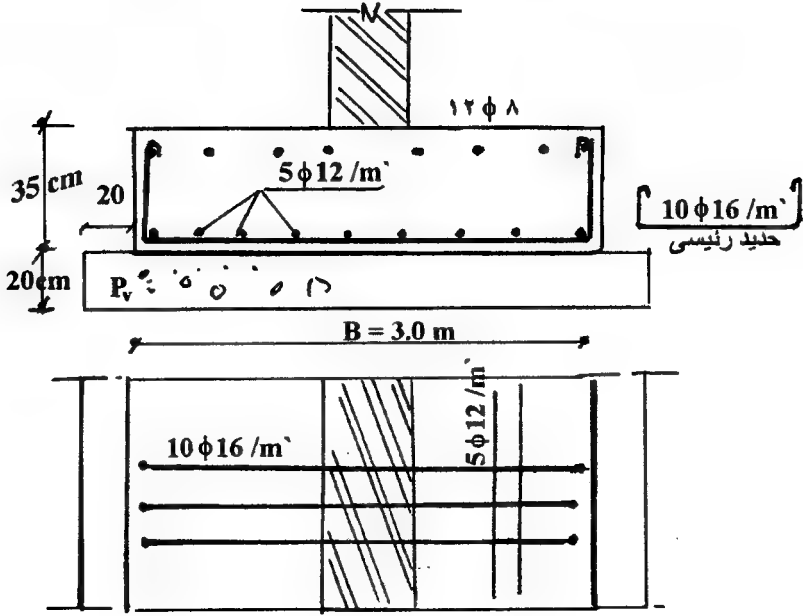
$$\therefore q_b = \frac{12.95 \times 10^3}{0.87 \times 50.24 \times 28} = 10.58 \text{ kg/cm}^2 < q_{b \text{ all}} \text{ (o.k) } 12 \text{ kg/cm}^2$$

∴ العمق ٣٥ سم كافى لمجابهة ومقاومة انهيار التماسك للحديد الرئيسى.

ملحوظة:

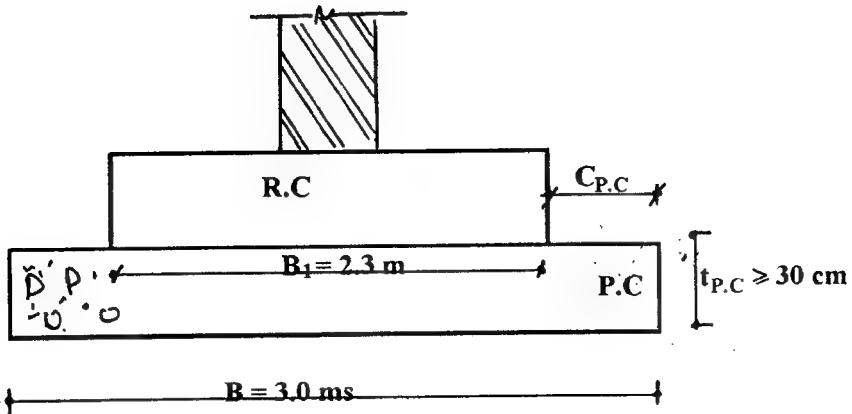
ليس هناك داعى للتحقق من مقاومة القص الثاقب فى هذا النوع من الأساسات نظراً لكبر عرض القاعدة.

• يبين الشكل (٨-١١) كروكي لأبعاد القاعدة وتسليحها بعد تصميمها.



شكل (٨-١١)

طريقة الحل للحالة الثانية:



شكل (٨-١٢)

- فى هذه الحالة لا يتم إهمال وجود الخرسانة العادية وبالتالي يتم تصميمها لمجابهة ومقاومة ضغط التربة الواقع عليها وكما شرحنا سابقاً.
- يتم تصميم القاعدة العادية كالتالى :

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{soil} + \gamma_{p.c} + \gamma_{R.C}}{3} = \frac{1.7 + 2.5 + 2.2}{3} = 2.13 \text{ t/m}^3$$

$$\therefore q_{n \text{ all}} = 12 - 2.13 = 9.87 \text{ t/m}^2 \cong 1.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore A = \frac{30}{q_{n \text{ all}}} = 3.0 \text{ m}^2$$

$$\therefore B = \frac{3}{10} = 3 \text{ ms}$$

وبفرض سمك القاعدة ٣٠ سم إذن يتم إيجاد وتحديد قيمة بروز الخرسانة العادية ($C_{p.c}$) وذلك بشرط ألا يتعدى جهد الكسر للخرسانة العادية نتيجة لرقرقتها وبروزها عن القاعدة المساحة عن أقصى إجهاد شد مسموح به وذلك من العلاقة التالية والسابق شرحها.

$$C_{p.c} = 1.15 t_{p.c} \sqrt{\frac{1}{q_{n \text{ all soil}}}}$$

أو من الجدول (٧-١٢) حيث :

$$C_{p.c} = 1.15 t_{p.c}$$

$$\therefore C_{p.c} = 1.15 \times 30 = 35 \text{ cm}$$

أى أن سمك الخرسانة العادية يعادل ٣٠ سم وبروزها يعادل ٣٥ سم.

- يتم تصميم القاعدة المسلحة كالتالى :

- حيث أن القاعدة المسلحة تركز على القاعدة العادية إذن تتعرض

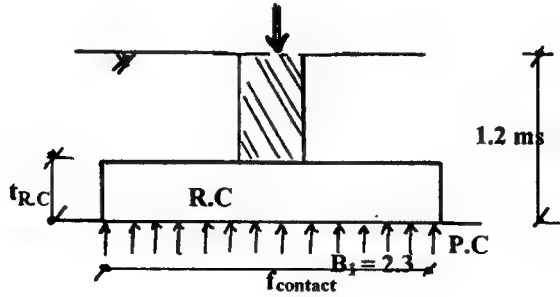
هذه القاعدة إلى ضغط تماس بينها وبين العادية ويجب ألا يتعدى

هذا الضغط الحدود المسموح بها للخرسانة العادية.

- بمعلومية أبعاد الخرسانة العادية وبروزها إذن يتم حساب وتحديد

عرض الخرسانة المسلحة (B_1) كالتالى :

$$B_1 = B_{R.c} - 2 C_{p.c} = 3.0 - 2 \times 0.35 = 2.3 \text{ ms}$$



$$f_{\text{contact}} = \frac{P}{A_{\text{R.C}}} \leq f_{\text{cont all}} (15 - 50 \text{ t/m}^2)$$

$$= \frac{30}{B_1 \times 1.0} = \frac{30}{2.3 \times 1.0} = 13 \text{ t/m}^2 \quad (\text{o.k}) \quad \text{very safe}$$

- يتم التعامل مع هذه القاعدة على أساس أنها معرضة من أسفل إلى أعلى إلى جهة قدرة ١٣ طن/م^٢ وذلك باتباع نفس طريقة الحل السابقة.

- القطاع الحرج لعزم الانحناء على بعد $\left(C + \frac{b}{4}\right)$

$$C = \frac{B_1 - b}{2} = \frac{2.3 - 0.4}{2} = 0.95 \text{ m}$$

$$\therefore C + \frac{b}{4} = 0.95 + \frac{0.4}{4} = 1.05 \text{ ms}$$

- أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج يعادل :

$$M_{\text{max}} = \frac{f_{\text{cont}}}{2} \times \left(C + \frac{b}{4}\right)^2 \times 1.0$$

$$= \frac{13}{2} \times (1.05)^2 = 7.17 \text{ m.t/m}$$

- يتم حساب العمق المطلوب لمقاومة (M_{max})

$$\therefore d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\text{max}}}{b}}$$

$$= 0.276 \sqrt{\frac{17.17 \times 10^5}{100}} = 36.0 \text{ cm}$$

- يتم تحديد المسافة (a) من حافة القاعدة المسلحة.

$$A = (C - d_{\text{sh}}) = 0.95 - d_{\text{sh}}$$

- يتم حساب أقصى قوة قاصة عند القطاع الحرج للقص ($Q_{max sh}$).

$$Q_{max sh} = a \times f_{cont} \times 1.0 = (0.95 - d_{sh}) \times 13 \text{ t/m}$$

- يتم إيجاد العمق (d_{sh}) المناظر لمنع الانهيار بالقص من المعادلة التالية :

$$q_{max} = \frac{Q_{max}}{0.87 b d_{sh}} \leq q_{c shall} \quad (5 \text{ kg/cm}^2)$$

$$= \frac{(0.95 - d_{sh}) \times 13}{0.87 \times 100 \times d_{sh}} \leq 50$$

$$\therefore d_{sh} = 0.22 \text{ ms} \longrightarrow 22 \text{ cm} < dm$$

وهو عمق أقل من العمق اللازم لمقاومة عزم الانحناء (M_{max})

\therefore يؤخذ العمق الفعال الذى يتم تنفيذه أكبر قيمة وهى المناظرة لـ d_m

$$\text{i.e. } d_{act} = 36 \text{ cm}$$

وبالتالى يكون العمق الكلى للقاعدة المسلحة ($t_{R.C} = 36 + \text{cover}$) ويؤخذ (45 cm)

- يتم حساب مساحة الحديد المطلوب والمناظر للعمق الفعلى وهو $d_{eff} = (45 - 7 = 38 \text{ cm})$

$$\therefore A_{s main} = \frac{M_{max}}{k_2 d_{eff}} = \frac{7.17 \times 10^5}{1750 \times 38} = 10.78 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow \underline{6 \phi 16/\text{m}}$$

$$\mu = 0.28 \% < 1.0 \% \text{ o.k}$$

$$A_{s min} = \frac{0.2}{100} \times A_c = \frac{0.2}{100} \times 38 \times 100 = 7.6 \text{ cm}^2 < A_{s max}$$

\therefore المساحة $A_s = 10.78 \text{ cm}^2$ تحقق متطلبات الكود من حيث الحد

الأدنى والحد الأقصى هذا ويتم وضع الحديد وتوزيعه فى الاتجاه القصير

للقاعدة ذات العرض ($B_1 = 2.3 \text{ m}$) والعمق ($t_{R.C} = 45 \text{ cm}$) مع ضرورة

وضع حديد ثانوى فى الاتجاه الطويل للقاعدة قدره ٠,٣ % من مساحة

الحديد الرئيسى وذلك على السطح السفلى للقاعدة وفوق الحديد الرئيسى.

$$\text{i.e. } A_{s sec.} = 0.3 \times 6 \times 2.0 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 3 \phi 13 \text{ m } \underline{4 \phi 13/\text{m}}$$

• يتم التحقق من إجهاد التماسك لحديد التسليح الرئيسى وذلك كالاتى :

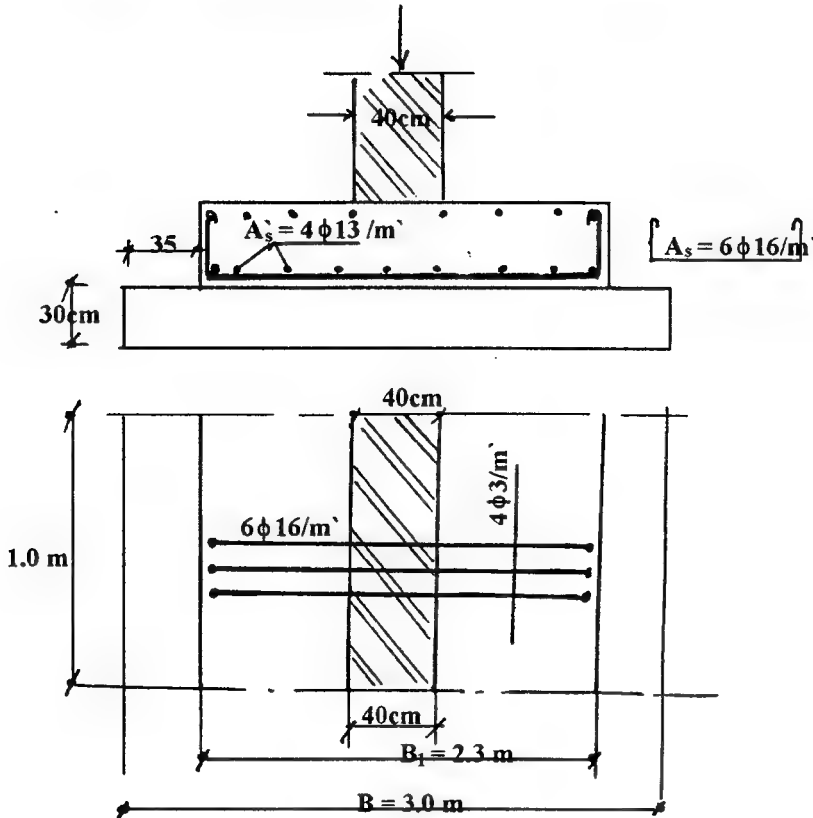
$$Q_{\max \text{ bond}} = \left[\left(C + \frac{b}{4} \right) - d_{\text{act}} \right] f_{\text{cont}} \times 1.0$$

$$= [1.05 - 0.38] \times 13 \times 1.0 = 8.71 \text{ t/m}^2$$

$$q_b = \frac{Q_{\max \text{ bond}}}{0.87 \Sigma o \times d} \leq q_{b \text{ all}} \quad (12 \text{ kg/cm}^2)$$

$$= \frac{8.71 \times 10^3}{0.87 \times 6 \times 1.6 \times 3.14 \times 38} = 8.74 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{o.k}) \text{ safe}$$

∴ العمق ٤٥ سم كافى لمجابهة إجهاد وانتهيار التماسك للحديد الرئيسى -
يبين الشكل (٨-١٣) كروكى لأبعاد القاعدة وتسليحها بعد تصميمها.



شكل (٨-١٣)

مثال رقم (٢):

- المطلوب تصميم قاعدة شريطية مسلحة أسفلها قاعدة ذات سمك ٢٠ سم إذا ما تم فرض الآتى :
- القاعدة يرتكز عليها حائط خرساني مسلح عرضه ٣٠ سم ومعرض إلى حمل تشغيلي قدره ٦٠ طن/م.
 - عمق ومنسوب التأسيس يعادل ٢,٠٠ متر من منسوب سطح الأرض الطبيعية (D_f).
 - جهد التربة الكلى المسموح به عند منسوب سطح الأرض يعادل ١,٨ طن/م (q_{all}).
 - الخرسانة المستخدمة رتبة C 200 وحديد التسليح رتبة ٣٥/٢٤ صلب طرى.
 - التربة ذات كثافة كلية تعادل ١,٨ طن/م (γ_{soil}).

الحل:

- حيث أن الخرسانة العادية أسفل القاعدة الشريطية المسلحة سمكها أقل من ٣٠ سم فهي تعتبر غير شغالة ويتم إهمالها باعتبارها خرسانة نظافة.
- يتم التعامل مع القاعدة المسلحة كما لو أنها مرتكزة مباشرة على التربة وبتابع طريقة الحل السابق شرحها فى المثال السابق.
- حساب جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس:

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{soil} + \gamma_{R.C}}{2} = \frac{1.8 + 2.5}{2} = 2.15 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{n \text{ all soil}} = q_{all \text{ soil}} - \gamma_a \cdot D_f = 18 - 2.15 \times 2 = 13.7 \text{ t/m}^2$$

مساحة وأبعاد القاعدة المسلحة:

$$A = \frac{P}{q_{n \text{ all}}} = \frac{60}{13.7} = 4.38 \text{ m}^2 \longrightarrow B = \frac{A}{1.0} = \frac{4.38}{1.0} = 4.38 \text{ ms}$$

$$\text{take } B = 4.40 \text{ ms}$$

$$\therefore q_{n \text{ all act}} = \frac{60}{4.40 \times 1.0} = 13.6 \text{ t/m}^2$$

سمك القاعدة المسلحة:

- السمك اللازم لمقاومة عزم الانحناء (d_m).
- القطاع الحرج على وجه الحائط الخرساني المسلح وعلى مسافة (c) من الحافة.

$$C = \frac{B - b}{2} = \frac{4.4 - 0.30}{2} = 2.05 \text{ ms}$$

- أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج.
- $M_{\max} = q_{n \text{ all act}} \cdot \frac{c^2}{2} \times 1.0 = 13.6 \times \frac{(2.05)^2}{2} \times 1.0 = 28.577 \text{ t.m/m}$
- السمك المطلوب لمقاومة عزم الانحناء (d_m).

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}}$$

- $k_2 = 1185$ ، $k_1 = 0.253$ لرتبة الخرسانة C 200 وحديد تسليح رتبة ٣٥/٢٤

$$\therefore d_m = 0.253 \sqrt{\frac{28.577 \times 10^3}{1.0}} = 42.8 \text{ cm}$$

- السمك اللازم لمقاومة القوى القصية القصوى (d_{sh}).
- القوى القصية القصوى عند القطاع الحرج على بعد (d) من وجه الحائط أو على بعد مسافة (a) من الحافة.

$$\therefore a = C - d_{sh} = 2.05 - d_{sh}$$

$$\therefore Q_{\max sh} = a \times q_{n \text{ all act}} \times 1.0 = (2.05 - d_{sh}) \times 13.6$$

$$= 27.88 - 13.6 d_{sh}$$

$$\therefore q_{\max sh} = \frac{Q_{\max sh}}{0.87 b d_{sh}} \leq q_{c \text{ all}} (50 \text{ t/m}^2)$$

$$\therefore \frac{27.88 - 13.6 d_{sh}}{0.87 \times 1.0 \times d_{sh}} \leq 50 \longrightarrow d_{sh} = 48.8 \text{ cm}$$

$$\therefore d_{sh} > d_m \longrightarrow d_{act} = 48.8$$

$$\therefore t = 48.8 + 6.2 (\text{cover}) \longrightarrow 55 \text{ cm}$$

$$\therefore d_{eff} = 55 - 7 = 58 \text{ cm}$$

وبمعلومية هذا العمق يتم إيجاد قيمة (k_1) المناظرة لها ومن ثم قيمة (k_2) أيضاً باستخدام منحنيات الخرسانة ثم يتم إيجاد مساحة الحديد المطلوبة كحديد رئيسي لمقاومة أقصى عزم انحناء واقع على القطاع الحرج قدره (28.577 m.t/m^3) كالآتي :

$$\therefore 48 = k_1 \sqrt{\frac{28.577 \times 10^3}{1}} \longrightarrow k_1 = 0.284 \longrightarrow k_2 = 1200$$

$$\therefore A_{s \text{ main}} = \frac{M_{\text{max}}}{k_2 d_{\text{eff}}} = \frac{28.577 \times 10^5}{1200 \times 48} = 49.61 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow 10 \phi 25/\text{m}$$

$$\mu_{\text{act}} = \frac{49.06}{100 \times 48} = 1.02 \%$$

وهذه النسبة هي أكبر من الحد الأدنى لحديد التسليح

$$\mu_{\text{min}} \% = \frac{11}{f_y} = 0.46 \%$$

ولا تزيد عن الحد الأقصى لحديد التسليح وهي $\mu_{\text{max}} \% = 1.712 \%$ وهي القيمة المناظرة لرتبة خرسانة C 200، حديد رتبة ٢٤/٣٥ من الجدول (٧-٤).

∴ يتم أخذ الحديد الرئيسى بما يعادل $10 \phi 25/\text{م}$ من طول القاعدة.

- السمك اللازم لمقاومة قوة التماسك أو إجهاد التماسك (d_{bond})

$$Q_{\text{max bond}} = [C - d_b] \times q_{n \text{ all}} \times 1.0 = [2.05 - d_b] \times 13.6$$

$$= 27.88 - 13.6 d_b \text{ t/m}^3$$

$$\therefore q_b = \frac{Q_{\text{max bond}}}{0.87 \Sigma o \times d_b} \leq q_{b \text{ all}} \quad (12 \text{ kg/cm}^2 = 120 \text{ t/m}^2)$$

$$\therefore \frac{[27.88 - 13.6 d_b] \times 10^3}{0.87 \times 10 \times 3.14 \times 2.5 \times d_b} \leq 12$$

$$\therefore [819.54 + 13600] d_b = 2 + 880 \longrightarrow d_b = 1.93 \text{ cm}$$

$$< d_{\text{eff}} \text{ (o.k) safe}$$

أو بطريقة أخرى يتم التعويض عن قيمة $d_b = d_{\text{eff}} = 48 \text{ cm}$ وبالتالي

$$Q_{\text{max bond}} = 27.88 - 13.6 \times 0.48 = 21.352 \text{ t/m}^3$$

$$\therefore q_b = \frac{21.352 \times 10^3}{0.87 \times 10 \times 3.14 \times 2.5 \times 48} = 6.51 \text{ kg/cm}^2 < q_{b \text{ all}}$$

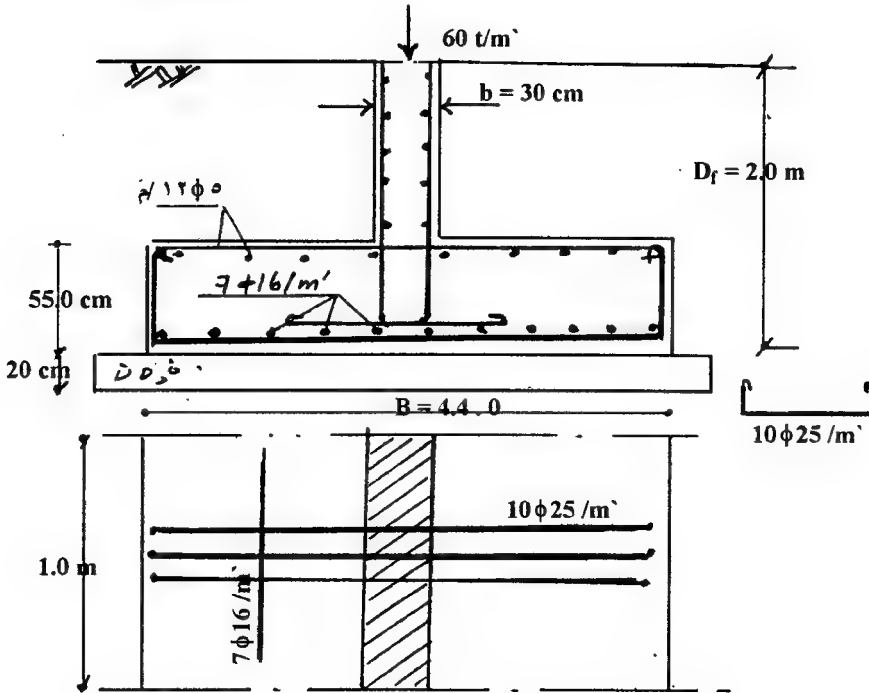
(12) o.k safe

وهذا يعنى أن السمك ($t = 55 \text{ cm}$) كافى لمجابهة كافة أنواع الإجهادات المؤثرة على القاعدة من عزوم انحناء وقوى قاصة وتماسك.

ويبين الشكل (٨-١٤) التالى كروكى لتسليح القاعدة السابقة بعد فرض ضرورة وضع حديد ثانوى فى الاتجاه الطولى لمقاومة إجهادات الانكماش قدرها

$$A_{s \text{ sec}} = 0.3 \times A_{s \text{ main}} = 0.3 \times 49.06 = 14.72 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

$$\longrightarrow 7 \phi 16 / \text{m}'$$



شكل (٨-١٤)

مثال رقم (٣):

المطلوب تصميم نفس المثال السابق ولكن القاعدة الشريطية ترتكز على قاعدة شريطية أيضاً من الخرسانة العادية ذات سمك ٤٠ سم.

الحل:

نظراً لأن الخرسانة العادية ذات سمك ٤٠ سم أكبر من ٣٠ سم فإنه يمكن الاعتماد عليها لمقاومة الجهد التربة الواقع على التربة من جراء الحمل المنقول منها وذلك كالاتى :

حساب جهد التربة الصافى والمسموح به عند منسوب التأسيس وأبعاد القاعدة العادية:

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{\text{soil}} + \gamma_{\text{R.C}} + \gamma_{\text{p.c}}}{3} = \frac{1.8 + 2.5 + 2.2}{3} = 2.16 \text{ t/m}^3$$

$$\therefore q_{n \text{ all soil}} = q_{\text{all soil}} - \gamma_a D_f = 18 - 2.16 \times 2 = 13.68 \approx 13.7 \text{ t/m}^2$$

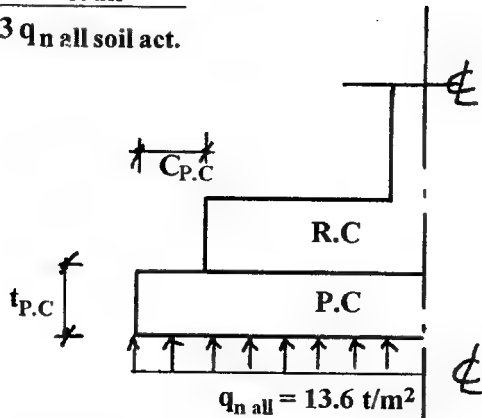
$$\text{i.e. } A_{\text{p.c}} = \frac{P}{q_{n \text{ all}}} = \frac{60}{13.7} = 4.38 \text{ m} \longrightarrow B = \frac{A}{1.0} = 4.38 \text{ ms}$$

$$\text{take } B_{\text{p.c}} = 4.4 \text{ ms}$$

$$\therefore q_{n \text{ all act}} = \frac{60}{4.4 \times 1.0} = 13.6 \text{ t/m}^2 < 13.7 \text{ (o.k.)}$$

وحيث أن سمك الخرسانة العادية ($t_{\text{p.c}} = 40 \text{ cm}$) إذن يتم حساب البروز من وجه الخرسانة المسلحة المناظر لهذا السمك ($C_{\text{p.c}}$) بحيث لا يتعدى إجهاد الكسر للخرسانة الحد المسموح به للشد وذلك نتيجة ضغط التربة الفعال للتربة من أسفل إلى أعلى على هذا البروز وذلك طبقاً للمعادلة التالية :

$$C_{\text{p.c}} = t_{\text{p.c}} \sqrt{\frac{f_{\text{ct all}}}{3 q_{n \text{ all soil act.}}}}$$



حيث ($f_{ct all}$) هو أقصى إجهاد شد مسموح به للخرسانة ويؤخذ ما يعادل ٤ كجم/سم^٢

، ($q_n all soil act.$) هو أقصى إجهاد فعلى حقيقى واقع على التربة أسفل القاعدة المربعة وهو يعادل ١٣,٦٠ طن/م^٢

$$\therefore C_{p.c} = 40 \sqrt{\frac{40}{3 \times 1.36}} = 39.6 \text{ cm} \longrightarrow \text{take } 35 \text{ cm}$$

• حساب سمك الخرسانة المسلحة :

∴ عرض الخرسانة المسلحة

$$\begin{aligned} \therefore B_{R.C} &= B_{p.c} - 2 C_{p.c} \\ &= 4.4 - 2 \times 0.35 = 3.7 \text{ ms} \end{aligned}$$

∴ بروز الخرسانة المسلحة من وجه الحائط الخرساني

$$C = \frac{3.7 - 0.3}{2} = 1.7 \text{ ms}$$

• السمك اللازم لمقاومة عزم الانحناء :

- جهد التلامس بين الخرسانة العادية والمسلحة يعادل :

$$f_{contract} = \frac{P}{A_{R.C}} = \frac{60}{3.7 \times 1.0} = 16.2 \text{ t/m}^2 \quad (15 \sim 50 \text{ t/m}^2 \text{ o.k}) \quad \text{safe}$$

- القطاع الحرج لعزم الانحناء على وجه الحائط الخرساني ويبعد مسافة

$$C = 1.7 \text{ ms} \text{ قدرها}$$

- أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج M_{max}

$$M_{max} = f_{contract} \cdot \frac{c^2}{2} \times 1.0 = 16.2 \times \frac{(1.7)^2}{2} = 23.41 \text{ t.m/m}$$

- السمك المطلوب لمقاومة عزم الانحناء (d_m)

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 0.253 \sqrt{\frac{23.41 \times 10^5}{100}} = 38.7 \text{ cm}$$

• السمك اللازم لمقاومة القوى القصية ($Q_{max sh}$) وليكن (d_{sh}).

- القوى القصية القصوى عند القطاع الحرج على بعد (d) من وجه الحائط

أو على بعد مسافة قدرها (a) من حافة القاعدة المسلحة.

$$\text{i.e. } a = c - d_{sh} = 1.7 - d_{sh}$$

$$\therefore Q_{\max sh} = a \times f_{\text{contact}} \times 1.0 = (1.7 - d_{sh}) \times 12.6$$

$$= 27.54 - 16.2 d_{sh}$$

$$\therefore q_{\max sh} = \frac{Q_{\max sh}}{0.87 b d_{sh}} \leq 50 \text{ (q}_{\text{all sh}} \text{)}$$

$$= \frac{27.54 - 16.2 d_{sh}}{0.87 \times 1.0 \times d_{sh}} \leq 50$$

ومنها يتم إيجاد (d_{sh})

$$d_{sh} = 0.46 \text{ ms} > d_m$$

\therefore يؤخذ العمق الأكبر ويضاف إليه سمك الغطاء الخرساني من (٥-٧ سم)

وليكن العمق الفعلي للقاعدة المسلحة هو ($t = 0.55 \text{ m}$) (take

• بمعلومية العمق الفعال للقاعدة الخرسانية المطلوب لمقاومة كل من إجهادات العزوم والقوى القصية يتم إيجاد مساحة الحديد المطلوبة والمناظرة لهذا العمق لمقاومة عزم الانحناء الأقصى (M_{\max}) وذلك بالراجع كالاتي :

$$\therefore d_{\text{act}} = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}}$$

$$\therefore 48 = k_1 \sqrt{\frac{23.410 \times 10^3}{1.0}} \longrightarrow k_1 = 0.314$$

• وبمعلومية رتبة الخرسانة ورتبة حديد التسليح المستخدم يتم إيجاد الثابت (k_2) من جداول الخرسانة.

$$\therefore k_2 = 1217$$

$$\therefore A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{23.41 \times 10^5}{1217 \times 48} = 40.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$= 9 \phi 25 / \text{m} \text{ (} 44.1 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\mu_{\text{act}} \% = \frac{44.1}{100 \times 48} = 0.92 \%$$

وهذه النسبة أكبر من الحد الأدنى وهو ($\mu_{\min} = \frac{11}{f_y} = (0.46 \%)$) وأقل من الحد

الأقصى لحديد التسليح وهي القيمة المناظرة لرتبة حديد التسليح والخرسانة وهي

من الجدول (٧-٤) تعادل ١,٧١٢ % \therefore (o.k)

∴ يتم أخذ الحديد الرئيسى بما يعادل $\phi 9$ ٢٥ مم/م من طول القاعدة.

• بعد ذلك يتم التحقق من السمك المناظر لمقاومة التماسك (d_m).

$$Q_{\max \text{ bond}} = [c - d_b] \times f_{\text{contact}} \times 1.0 = (1.7 - d_b) \times 16.2$$

$$= 27.54 - 16.2 d_b \quad \text{t/m}^2$$

$$\therefore q_{b \max} = \frac{Q_{\max \text{ bond}}}{0.87 \Sigma o \times d_b} \leq q_{b \text{ all}} \quad (120 \text{ t/m}^2)$$

$$\therefore \frac{[27.54 - 16.2 d_b] \times 10^3}{0.87 \times 9 \times 3.14 \times 2.5 \times d_b} \leq 12.0$$

$$\therefore d_b = 1.63 \text{ cm} < d_{\text{act}} = 48 \text{ cm} \quad (\text{o.k})$$

$$\text{or } Q_{\max \text{ bond}} = 27.54 - 16.2 \times 0.48 = 19.764 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore q_b = \frac{19.764 \times 10^3}{0.87 \times 9 \times 3.14 \times 2.5 \times 48} = 6.7 \text{ kg/cm}^2 < q_{b \text{ all}} \quad (12 \text{ kg/cm}^2)$$

(o.k) safe

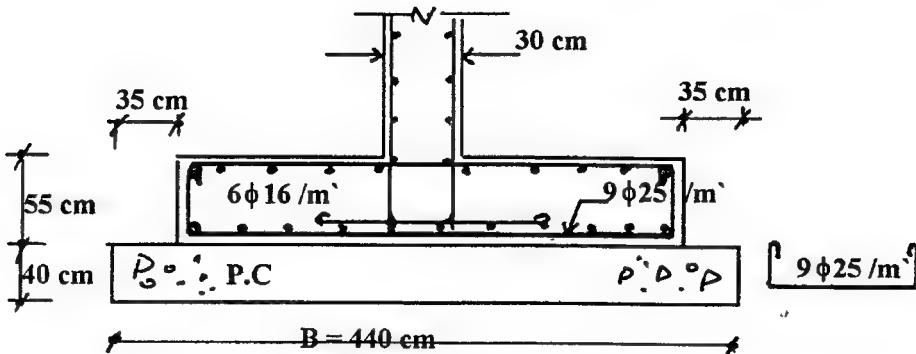
وهذا يعنى أن السمك ($t = 55 \text{ cm}$) كافى لمجابهة جميع أنواع الإجهادات المعرضة لها من إجهادات عمودية وقاصة وتماسك.

وبين الشكل (٨-١٥) التالى كروكى لحديد التسليح اللازم للقاعدة مع

فرض نسبة حديد التسليح الثانوى فى الاتجاه الطولى للقاعدة لمقاومة الانكماش

ما يعادل ٠,٣ × مساحة الحديد الرئيسى أى ($٠,٣ - ٠,٢$) × ٤٤,١ =

١٣,٢٣ سم ٢ أى $6 \phi 16 / \text{m}^2$



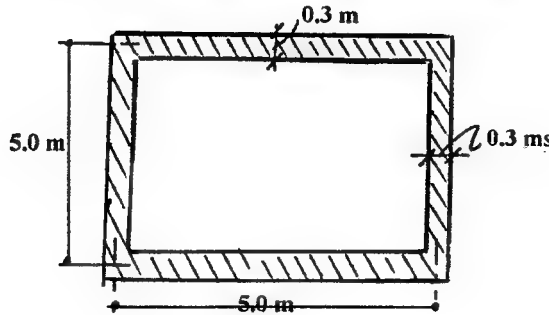
شكل (٨-١٥)

٣-٢-٨ تصميم القواعد الشريطية على شكل حرف U أو الصندوقية الشكل:

- تستخدم القواعد الشريطية غالباً كأساس للحوائط الخرسانية للمصاعد سواء أكان شكلها على شكل حرف U أو شكل □ ، كما تستخدم أيضاً القواعد الشريطية كقلب (as a core) للمباني ولحوائط القص (shear wall).
- يتم تصميم مثل هذا النوع من القواعد بنفس طريقة التصميم السابق شرحها وباتباع الخطوات المذكورة في الأمثلة السابقة وكما يلي :

مثال:

المطلوب تصميم القاعدة العادية والمسلحة اللازمة للبنى ذو الشكل الصندوقي كحائط خرساني مسلح معرض إلى حمل قدره ٣٠,٠٠ طن/م عند منسوب سطح الأرض والمبين بالكروكي بأبعاد محورية ٥,٠٠ × ٥,٠٠ م مع العلم بأن الحائط سمكه ٣٠ سم ومنسوب التأسيس على عمق ٢,٥ متر من سطح الأرض وجهد التربة الكلى المسموح به عند منسوب التأسيس لا يتعدى ٢,٠٠ كجم/سم^٢ - الخرسانة المستخدمة هي رتبة C 200 وحديد التسليح هو رتبة ٣٥/٢٤ - كثافة التربة تعادل ١,٨ طن/م^٣ - شكل (٨-١٧).



شكل (٨-١٦)

الحل:

بفرض أن الحائط الصندوقي يرتكز على قاعدة مسلحة وأخرى عادية بسمك ٥٠ سم وبالتالي يتم التعامل مع كل منها منفردة.

بالنسبة للقاعدة العادية:

- يستم حساب جهد التربة الصافي المسموح به عند منسوب التأسيس وذلك كالآتي :

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{\text{soil}} + \gamma_{\text{R.C}} + \gamma_{\text{p.c}}}{3} = \frac{1.8 + 2.5 + 2.2}{3} = 2.17 \text{ t/m}^3$$

$$\therefore q_{n \text{ all soil}} = q_{\text{all}} - \gamma_a D_f = 20 - 2.5 \times 2.17 = 14.58$$

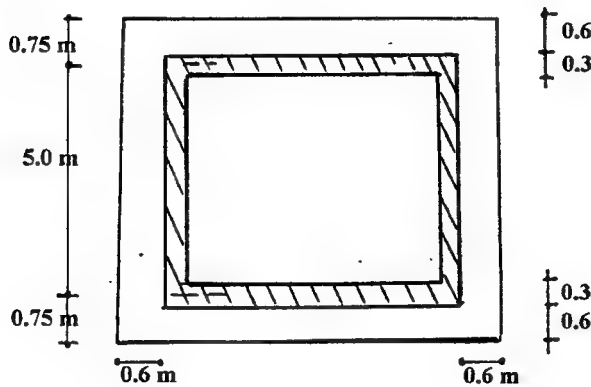
$$= 14.6 \text{ t/m}^2 \longrightarrow 1.46 \text{ kg/cm}^2$$

- \therefore مساحة الخرسانة العادية المطلوبة باعتبارها قاعدة مستمرة أسفل الحوائط الأربعة.

$$A_{\text{p.c}} = \frac{P_T}{q_{n \text{ all soil}}} = \frac{\text{الحمل الكلى من الأربع حوائط}}{\text{جهد التربة الصافي المسموح به}}$$

$$= \frac{30 \times 5 \times 4}{14.6} = 41.1 \text{ m}^2$$

- وحيث أن اللب الخرساني مربع الشكل \therefore القاعدة العادية الشكل أيضاً طول ضلعها يعادل $\sqrt{41.1} = 6.41$ متر وهو طول أكبر من طول الحائط ويؤخذ ٦,٥ متر أى برفرفة من الخرسانة المسلحة قدرها $0,60 = [0,10 - (\frac{0 - 6,5}{4})]$ متر وكما هو مبين بالكروكي شكل (٨-١٧).



شكل (٨-١٧)

- وفى هذه الحالة تكون القاعدة العادية عبارة عن قاعدة مربعة طول ضلعها ٦,٥ متر وببروز من الحائط قدره ٠,٦٠ متر، ولتعيين سمك الخرسانة

العادية ففى هذه الحالة فإن سمكها يتوقف على شكل القاعدة المسلحة أعلاها.

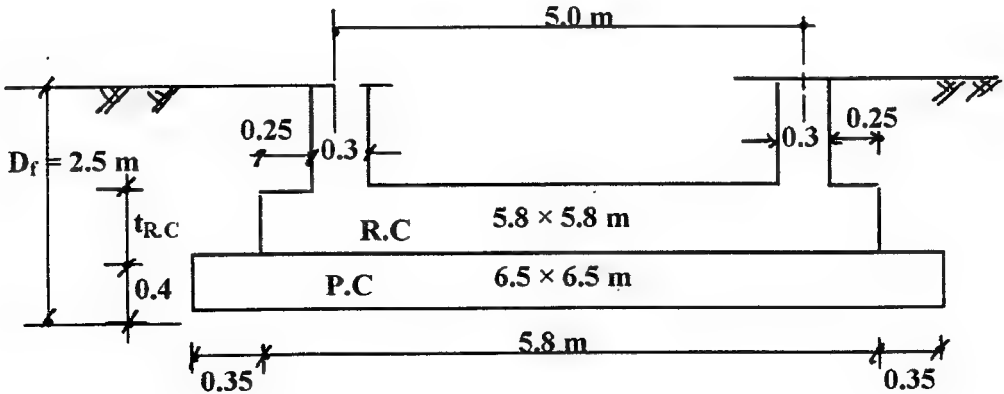
الفرض على أساس أنها قاعدة مربعة الشكل أسفل الحوائط:

• يتم فرض سمك العادية وليكن ٤٠ سم مثلاً ويتم إيجاد البروز اللازم والمناظر لهذا السمك ومن ثم إيجاد أبعاد القاعدة المسلحة المربعة والتعامل معها على هذا الأساس كما سوف يرد فيما بعد.

$$\text{i.e. } C_{p.c} = t_{p.c} \sqrt{\frac{4}{3 q_{n \text{ all soil}}}}$$

$$\therefore C_{p.c} = 40 \sqrt{\frac{4}{3 \times 1.46}} = 38 \text{ cm} \rightarrow \text{take } 35 \text{ cm}$$

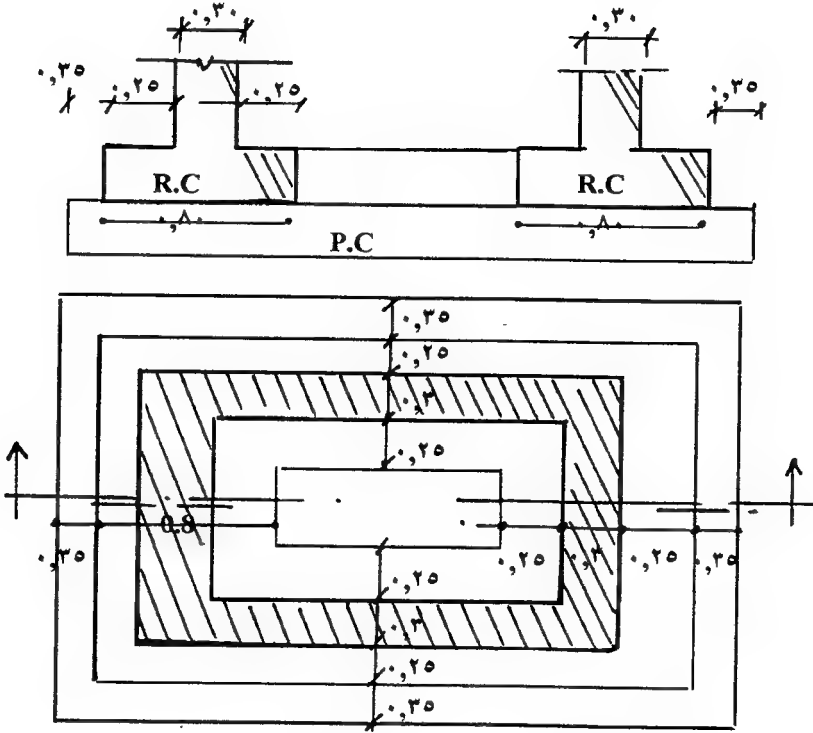
أى أن طول ضلع القاعدة المسلحة هى $[0.35 \times 2 - 0.05] = 0.65 \text{ m}$ ثم يتم تصميمها بعد ذلك كما سوف يرد فيما بعد - شكل (٨-١٨).



شكل (٨-١٨) القاعدة المسلحة على أساس أنها مربعة الشكل

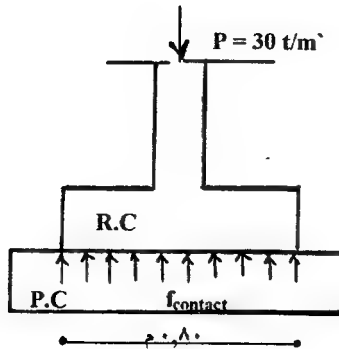
الفرض على أساس أنها قاعدة شريطية الشكل أسفل الحوائط:

• فى هذه الحالة يتم التعامل مع متر طولى من الحائط المسلح والمعرض إلى ويتم فرض أن الحمل فى مركز القاعدة الشريطية كما هو مبين بالكروكى - شكل (٨-١٩).



شكل (٨-١٩)

وكما وجدنا سابقاً فإن بروز الخرسانة العادية يعادل ٣٥ سم من وجه القاعدة المسلحة وبالتالي يكون بروز القاعدة المسلحة عن الحائط يعادل ٢٥ سم وعليه يكون عرض القاعدة الشريطية المسلحة هو $0.3 + 2 \times 0.25$ عرض الحائط أي ٠,٨٠ متر ويتم التعامل مع هذه القاعدة الشريطية باتباع نفس طريقة الحل السابقة في الأمثلة السابقة وكما يلي :



- جهد التماس بين المسلحة والعادية بدلالة عرض القاعدة الشريطية
B = 0.8 ms يعادل :

$$f_{\text{contact}} = \frac{P}{A} = \frac{30}{0.8 \times 1.0} = 37.5 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ t/m}^2 \quad (\text{o.k}) \text{ safe}$$

- يتم إيجاد موضع القطاع الحرج وهو على وجه الحائط ويساوى :

$$C = \frac{B - b}{2} = \frac{0.8 - 0.3}{2} = 0.25 \text{ ms}$$

- يتم حساب أقصى عزم الانحناء عند القطاع الحرج لعزم الانحناء :

$$M_{\text{max}} = f_{\text{contact}} \cdot \frac{c}{2} \times 1.0 = 37.5 \times \frac{(0.25)^2}{2} = 1.172 \text{ t.m/m}$$

السلك المناظر لمقاومة عزم الانحناء (d_m).

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\text{max}}}{1.0}} = 0.253 \sqrt{\frac{1.172 \times 10^3}{1}} = 8.7 \text{ cm}$$

- يتم حساب أقصى قوة قاصة عند القطاع الحرج للقص والذي يبعد مسافة (a) من وجه الحائط.

$$a = c - d_{\text{sh}} = 0.25 - d_{\text{sh}}$$

$$\therefore Q_{\text{max sh}} = f_{\text{contact}} \times a \times 1.0 = 37.5 \times (0.25 - d_{\text{sh}})$$

$$= 9.375 - 37.5 d_{\text{sh}}$$

السلك المناظر لمقاومة القوى القاصة (Q_{max sh}).

$$\therefore q_{\text{max}} = \frac{Q_{\text{max sh}}}{0.87 b d_{\text{sh}}} = \frac{(9.375 - 37.5 d_{\text{sh}})}{0.87 \times 1.8 \times d_{\text{sh}}} \leq 50$$

$$\therefore d_{\text{sh}} = 0.116 \text{ m} \longrightarrow 1.16 \text{ cm}$$

∴ يؤخذ السلك الكلى المناظر لأكبر قيمة من السمكين (d_m) ، (d_{sh})

$$\text{i.e. take } t = 15 \text{ cm}$$

- يتم إيجاد مساحة حديد التسليح المطلوبة للسمك (t = 15 cm).

$$\therefore A_s = \frac{M_{\text{max}}}{k_2 d} = \frac{1.172 \times 10^5}{1200 \times 10} = 9.77 \text{ cm}^2/\text{m} = 8 \phi 13 \text{ mm}$$

$$\mu_{\text{act}} \% = \frac{10.56}{100 \times 10} = 1.06 \%$$

$$\mu_{\text{min}} = \frac{11}{f_y} = 0.46 \%$$

$$\mu_{\text{max}} \% = 1.712 \%$$

∴ كمية الحديد ذات القيمة ٨ ϕ ١٣ م/ (١٠,٥٦ سم ٢) كافية لحديد رئيسى مع السمك الكلى يعادل ١٥ سم.

• يتم التحقق من جهد التماسك لحديد التسليح الرئيسى فى هذه الحالة والمناظر للسمك (d = 10 cm).

$$Q_{\max \text{ bond}} = (c - d_b) f_{\text{contact}} \times 1.0 = (0.25 - 0.1) \times 37.5 = 5.625 \text{ t/m}^3$$

$$\therefore q_b = \frac{Q_{\text{bond}}}{0.87 \Sigma o \cdot d_b} = \frac{5.625 \times 10^3}{0.87 \times 8 \times 3.14 \times 1.3 \times 10} = 19.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$> q_{b \text{ all}} (12) \text{ un safe}$$

وهذا يعنى أن عمق القاعدة المسلحة وهو ١٥ سم لا يفى بمتطلبات التماسك لحديد التسليح الرئيسى بالإضافة إلى أن طول الرباط والتماسك المطلوب أكبر من البعد (c) وهو البروز لذلك فإن السمك المطلوب للتماسك هو الحاكم فى تصميم القاعدة مع زيادة البروز (c) لكى لا يقل عن ٤٠ سم كطول رباط وبإعادة الحسابات.

$$\therefore f_{\text{contact}} = \frac{30}{(0.4 \times 2 + 0.3)} = \frac{P}{A_{R.C}} = 27.3 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ (o.k)}$$

وعليه يكون أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج يعادل :

$$M_{\max} = \frac{27.3 \times (0.4)^2 \times 1.0}{2} = 2.184 \text{ t.m/m}^3$$

$$\therefore d_m = 0.253 \sqrt{\frac{2.184 \times 10^3}{1.0}} = 11.8 \text{ cm}$$

$$\text{take } t = 30 \text{ cm} \longrightarrow d_{\text{act}} = 25 \text{ cm}$$

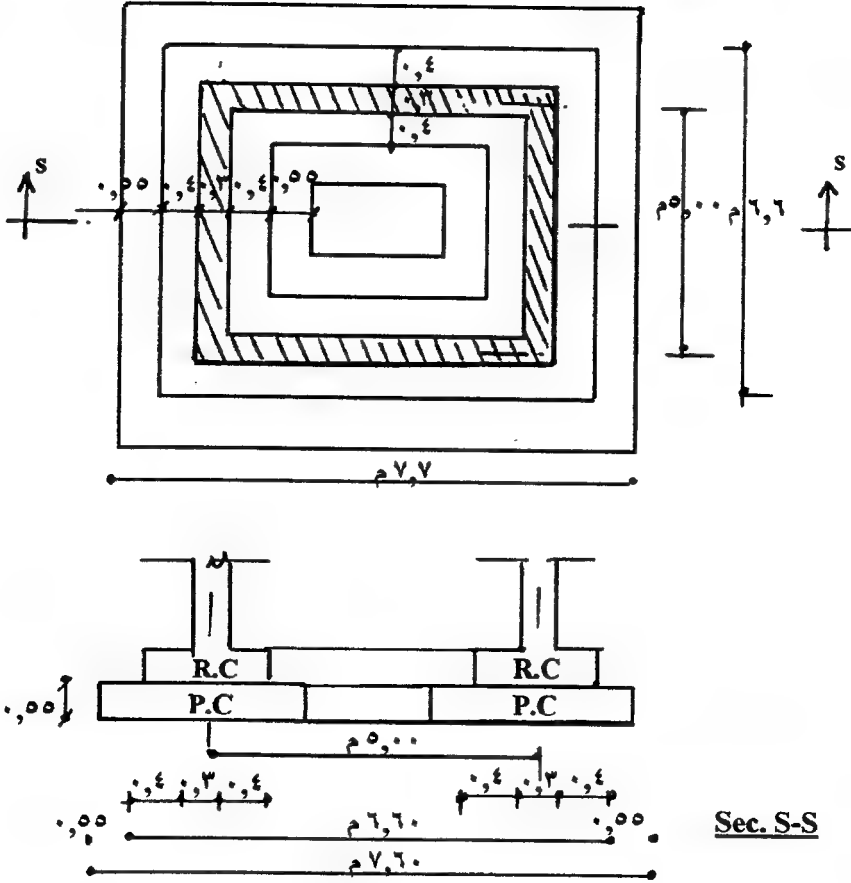
$$\therefore A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d} = \frac{2.184 \times 10^5}{1200 \times 25} = 7.28 \text{ cm}^2/\text{m}^3 \text{ (6 } \phi 13 \text{ mm)}$$

$$Q_{\max \text{ bond}} = (C - d_b) \times f_{\text{contact}} \times 1.0 = (0.4 - 0.25) \times 27.3 \times 1.0 = 4.095 \text{ t/m}^3$$

$$q_b = \frac{Q_{\max \text{ bond}}}{0.87 \times \Sigma o \times d_b} = \frac{4.095 \times 10^3}{0.87 \times 6 \times 3.14 \times 1.32 \times 25} = 7.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 12 (q_{b \text{ all}}) \text{ (o.k)}$$

أى أن القاعدة المسلحة الشريطية ذات العرض $B = 1.1 = (0.3 + 0.4 \times 2)$ متراً وسمك 30 سم كافية لتحمل جميع أنواع الإجهادات الواقعة عليها من عزوم اتحناء وقص وتماسك مع طول رباط كافى ويبين الكروكى التالى الأبعاد النهائية للقاعدة الشريطية المسلحة.



شكل (٨-٢٠)

بناء على ذلك فإنه يفرض القاعدة المسلحة ترتكز مباشرة على الأرض إنز
أقصى إجهاد واقع على التربة أسفل القاعدة يعادل :

$$q_{n \text{ soil}} = \frac{30}{1.10} = 2.73 \text{ t/m}^2 > q_{n \text{ all}} (14.6 \text{ t/m}^2)$$

الأمر الذى يستلزم ضرورة وضع خرسانة عادية أسفل القاعدة الشريطية المسلحة وذلك بالأبعاد التالية :

$$A_{p.c} = \frac{30}{14.6 \times 1.0} = 2.1 \text{ ms}$$

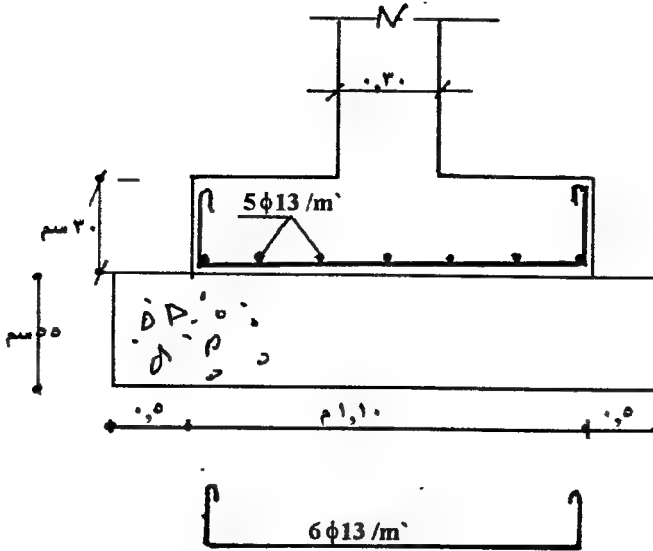
∴ عرض الخرسانة العادية أسفل القاعدة المسلحة الشريطية يعادل $B = 2.1 \text{ ms}$

$$c = (2.1 - 1.1) = 0.5 \text{ ms} \text{ يعادل البروز العادية يعادل}$$

وبالتالى سمك العادية المطلوب فى هذه الحالة

$$c_{p.c} = t_{p.c} \sqrt{\frac{f_{ct \text{ all}}}{3 q_{n \text{ all soil}}}} \rightarrow 50 = t_{p.c} \sqrt{\frac{4}{3 \times 1.46}} \rightarrow t_{p.c} = 52 \text{ cm} \rightarrow \text{take } 55 \text{ cm}$$

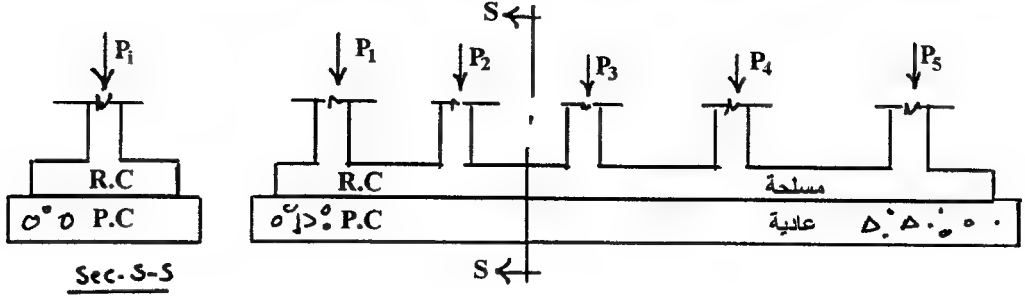
وعليه فإن طول ضلع الخرسانة العادية يعادل ٧,٧ م وبسمك ٥٥ سم مع وجود فراغ فى الداخل قدره ٢,٩٠ × ٢,٩٠ م وكما هو مبين بالشكل (٨-٢٠).
ويبين الشكل (٨-٢١) كروكى قطاع فى القاعدة الشريطية وكيفية تسليحه.



شكل (٨-٢١)

٨-٢-٤ الأساسات الشريطية تحت صفوف الأعمدة:

- عندما تكون الأحمال المنقولة من عدة أعمدة على هيئة صفوف يمكن استخدام كمرّة مسلّحة مستمرة أسفل هذه الأعمدة على هيئة حرف (⊥) أى حرف T مقلوب تسمى بالأساس الشريطي وكما هو موضح بالكروكي شكل (٨-٢٢).



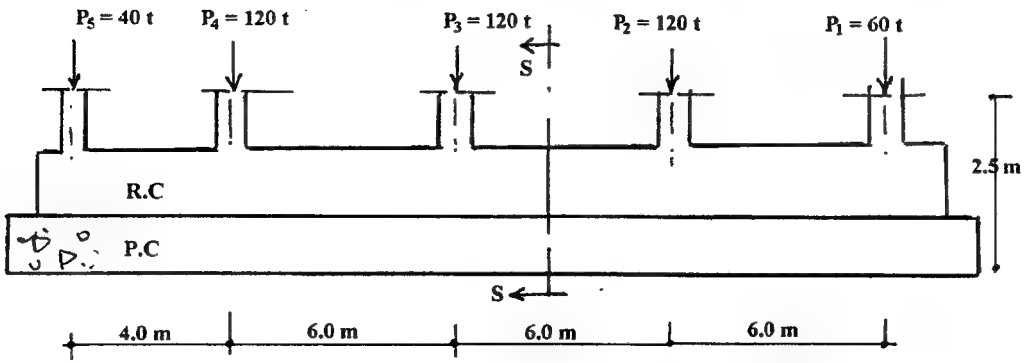
شكل (٨-٢٢) القواعد الشريطية المستمرة على شكل حرف ⊥

- والأساسات الشريطية هذه قد تكون في اتجاه المحاور العرضية لأعمدة المبنى أو في اتجاه المحاور الطولية لأعمدة المبنى أو في اتجاه المحورين معاً والحالة الأخيرة تقترب من حالة اللبشة الكمرية (أى ذات الكمرات).
- تستخدم الأساسات الشريطية في الحالات التالية :
 - i- عندما يكون جهد التربة ضعيفاً أو متوسطاً ما بين (٠,٥ ← ٠,٧ كجم/سم^٢).
 - ii- لمقاومة الهبوط النسبي والمتفاوت لتربة التأسيس أو تحت الأعمدة حيث أن هذا النوع أكثر مقاومة للهبوط المتفاوت بالمقارنة بالأساسات المفصلة حيث أن هذا النوع من الأساسات يعتبر في المرتبة الثانية من حيث مقارنة فرق الهبوط المتفاوت بعد اللبشة المستمرة.
- يتم تصميم الأساسات الشريطية ذات المحور والاتجاه الواحد بحيث تقاوم أحمال الأعمدة المؤثرة على طول هذا المحور أما الأساسات الشريطية ذات المحورين والاتجاهين (الأساسات الشريطية المتقاطعة) فتصمم عادة باعتبار ومع فرض أن كل محور أو اتجاه يحمل حمل العمود كله أى لا يحدث توزيع لحمل الأعمدة في الاتجاهين وذلك كعامل أمان زيادة في التصميم يعطى جميع الاحتمالات المتوقعة أو الغير متوقعة في التصميم.

مثال:

المطلوب تصميم القاعدة الشريطية العادية والمسلحة المبينة بالشكل (٨-٢٢) والتي يتركز عليها صف من الأعمدة التي تؤثر على خط واحد بأحمال تشغيل قدرها بالترتيب وعلى التوالى كما يلى :

- ٦٠ طن ، ١٢٠ طن ، ١٢٠ طن ، ١٢٠ طن ، ٤٠ طن مع العلم أن :
- منسوب التأسيس على عمق ٢,٥ متر من منسوب سطح الأرض الطبيعية.
- كثافة التربة أعلى وأسفل منسوب التأسيس تعادل ١,٧٥ طن/م^٣.
- جهد التربة الكلى المسموح به عند منسوب التأسيس يعادل ٢٠ طن/م^٢.
- الخرسانة المسلحة المستخدمة هى رتبة ٢٠٠ كجم/سم^٢ والحديد رتبة ٣٥/٢٤.
- الأعمدة ذات قطاع ٨٠ × ٣٠ سم.



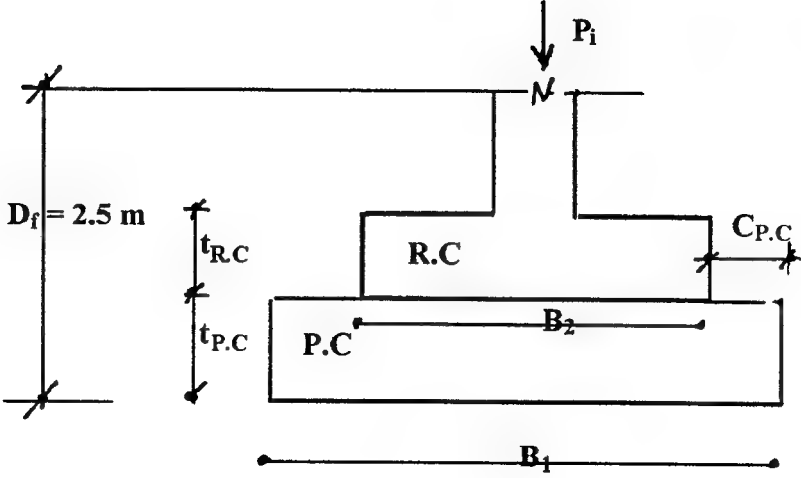
(٨-٢٢-١)

الحل:

هناك حلان للقواعد الشريطية هما :

الحل الأول : كقاعدة شريطية ذات عمق ثابت وقطاع مستطيل:

كما هو مبين بالقطاع شكل (٨-٢٣).



شكل (٨-٢٣)

بالنسبة للقاعدة العادية:

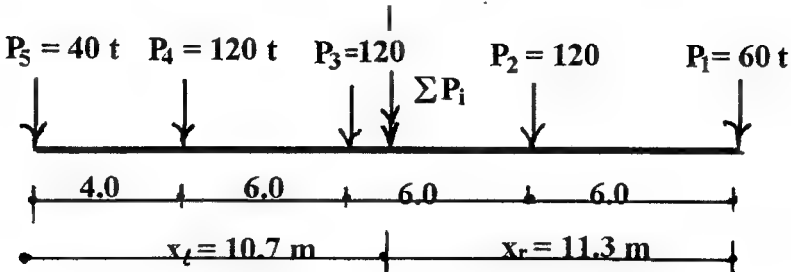
- يتم حساب جهد التربة الصافي المسموح به عند منسوب التأسيس.

$$\gamma_a = \frac{1.75 + 2.5 + 2.2}{3} = 2.15 \text{ t/m}^3$$

$$q_{n \text{ all soil}} = q_{all} - \gamma_a D_f = 20 - 2.15 \times 2.5 = 14.63 \text{ t/m}^2 \approx 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

- مركز ثقل الأحمال يعادل مسافة قدرها (x_t) مقاسة من الحمل $P_5 = 40 \text{ t}$ وذلك بأخذ العزوم عند الحمل (P_5).

$$\begin{aligned} \text{i.e. } x_t &= \frac{\sum P_i \cdot x_i}{\sum P_i} = \frac{120 \times 4.0 + 120 \times 10 + 120 \times 16 + 60 \times 22}{40 + 120 + 120 + 120 + 60} \\ &= \frac{480 + 1200 + 1920 + 1370}{460} = 10.7 \text{ ms} \end{aligned}$$



- مساحة القاعدة العادية المطلوبة وذلك بفرض أن مركز ثقل الأحمال هو مركز ثقل القاعدة أسفله.

$$\text{i.e. } A_{p.c} = \frac{\sum p_i}{q_{n \text{ all soil}}} = \frac{460}{15} = 30.7 \text{ m}^2$$

• ولجعل الحمل متمركزاً مع القاعدة فيجب أن يكون طولها لا يقل عن $(\ell = 2 x_r)$ حيث البعد (x_r) يعادل المسافة بين الأحمال مطروحاً منها (x_i) .

$$\text{i.e. } x_r = 3 \times 6 + 4.0 - 10.7 = 11.3 \text{ ms}$$

$$\text{i.e. } \ell = 2 x_r = 2 \times 11.3 = 22.6 \text{ m} \longrightarrow$$

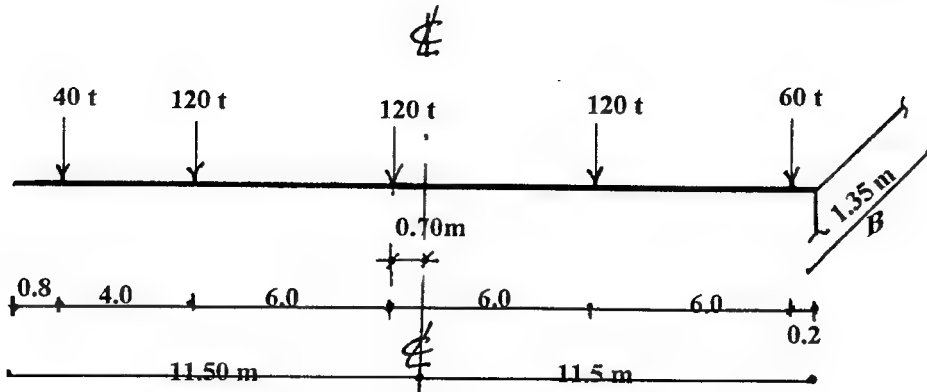
$$\text{take } \ell = 23.0 \text{ m}$$

∴ عرض القاعدة العادية يعادل :

$$\therefore B_{p.c} = \frac{30.7}{23.0} = 1.33 \text{ ms}$$

$$\text{take } 1.35 \text{ ms}$$

أى أن أبعاد القاعدة العادية هو ٢٣ م طول $1.35 \times$ م عرض وموضعها بالنسبة للأحمال كما يلي :

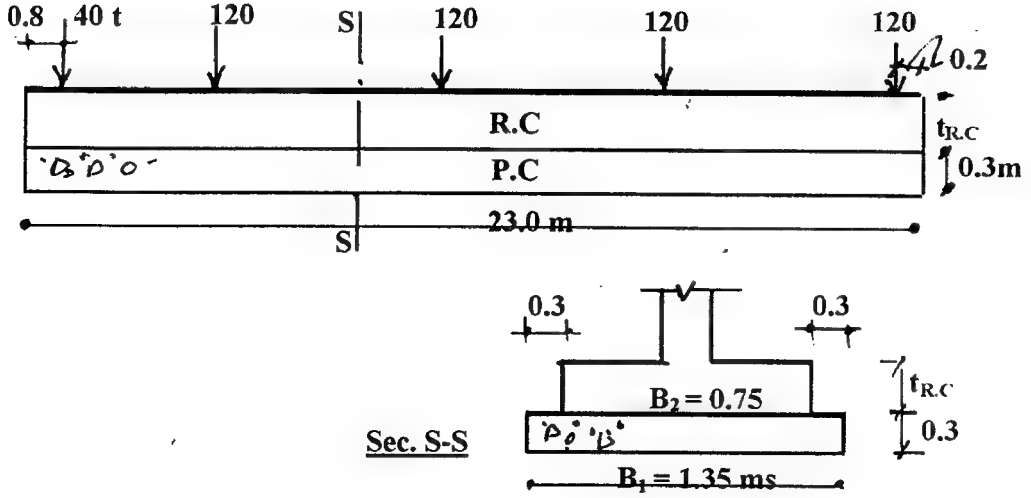


شكل (٨-٢٤)

وبالتالى يكون أقصى جهد مسموح به صافى واقع على التربة يعادل 14.8 طن/م^2 (o.k) وبفرض أن طول القاعدة يعادل طول المسلحة وسمكها أقل سمك وليكن ٣٠ سم حتى يمكن تشغيلها أسفل المسلحة ∴ بروزها لا يتعدى

$$C_{p.c} = t \sqrt{\frac{4}{3 q_{n \text{ all}}}} = 30 \sqrt{\frac{4}{3 \times 1.48}} = 28.5 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm}$$

وبالتالى يكون عرض القاعدة المسلحة هو (B₂) يعادل (١,٣٥) م و٠,٧٥ م ويبين الكروكى التالى الأبعاد الخرسانية لمقاومة الأحمال السابقة.



شكل (٨-٢٥)

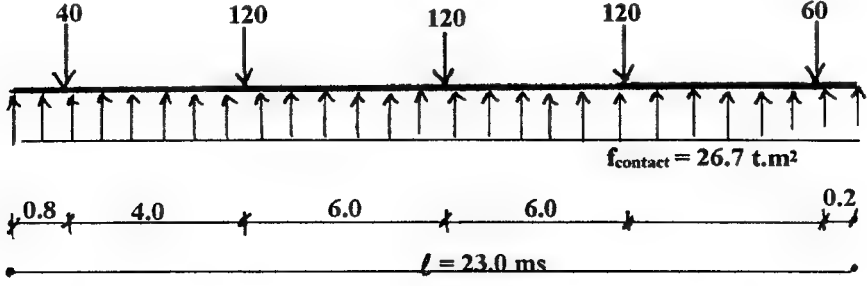
بالنسبة للقاعدة المسلحة:

يتم حساب جهد التلامس بين القاعدة العادية والقاعدة المسلحة وفى هذه الحالة تكون المعطيات هى الأحمال، طول وعرض القاعدة المسلحة والمطلوب إيجاد سمكها وحديد تسليحها مع العلم بأن الأحمال متمركزة مع مركز ثقل القاعدة.

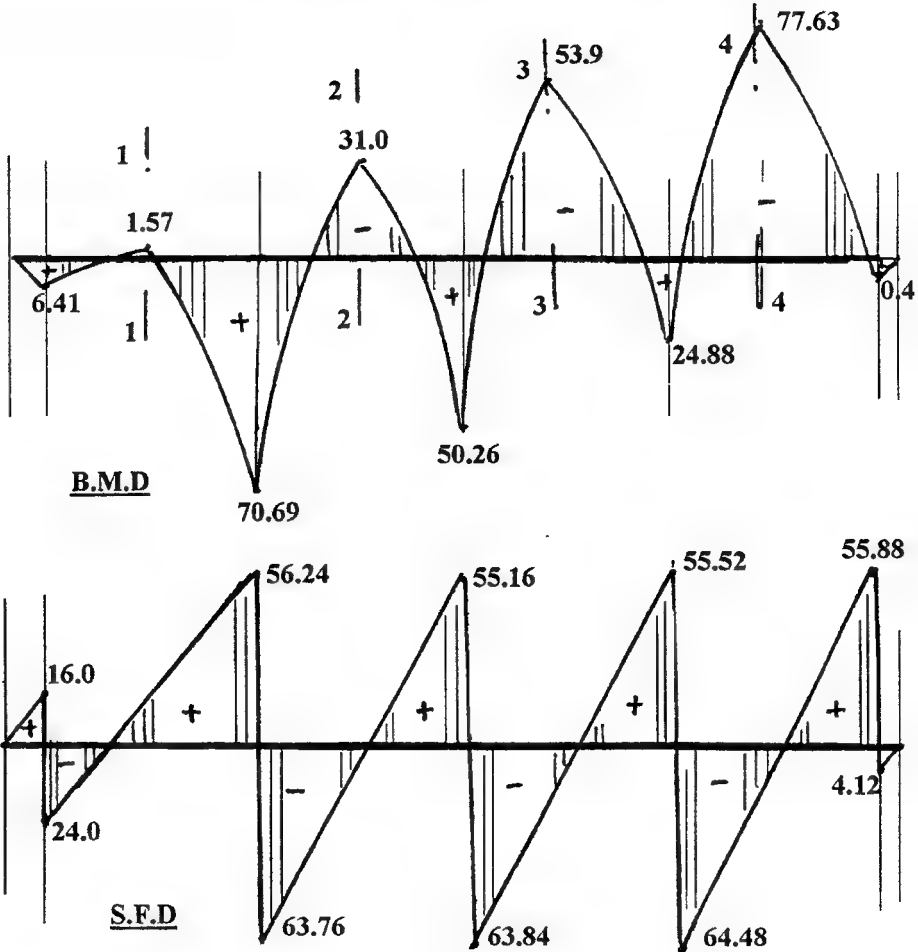
$$\therefore f_{\text{contact}} = \frac{P}{A_{R.C}} = \frac{460}{23 \times 0.75} = 26.7 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ (o.k.) safe}$$

ملحوظة: إذا ما كانت قيمة إجهاد التلامس أكبر من الحدود المسموح بها وهى من ١,٥ - ٥ كجم/سم^٢ فيجب زيادة أبعاد القاعدة المسلحة.

يتم التعامل مع القاعدة المسلحة باعتبارها كمرة مستمرة فى الاتجاه الطولى مرتكزة على الأعمدة ومعرضة من أسفل إلى أعلى بقيمة جهد التلامس كما يلى :



• يتم إيجاد القوى الداخلية المتولدة في هذه الكمرة المستمرة تحت هذه الأحمال مع فرض ردود الأفعال عند الأعمدة معلومة وبالتالي يتم رسم منحنيات توزيع القوى الداخلية المتولدة من قوى قاصة وعزوم انحناء لهذه الشريحة ذات العرض ٠,٧٥ متر كما يلي :



- يتم تحديد القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء والقوى القصية أقصى عزم انحناء عند القطاع (4-4).

i.e. $M_{\max} = 77.63 \text{ t.m}$

- يتم تحديد سمك القطاع المطلوب لمقاومة عزم الانحناء ($M_{\max} = 77.63$) وذلك على شريحة عرضها ٧٥ سم وهو (d_m).

$$\therefore d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}} \\ = 0.253 \sqrt{\frac{77.63 \times 10^5}{75}} = 81.4 \text{ cm}$$

- يتم تحديد سمك القطاع المطلوب لمقاومة أقصى قوى قصية (Q_{\max}) وهي تساوى $Q_{\max} = 64.48$ على يمين الركيزة الثانية من اليمين وبفرض أن مقاومة القص تقاوم بالخرسانة فقط (دون حديد تسليح جذعى) فإن :

$$q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{0.87 b d_{sh}} = \frac{64.48 \times 10^3}{0.87 \times 75 \times d_{sh}} \leq q_{allcsh} \quad (6 \text{ kg/cm}^2)$$

$\therefore d_{sh} = 164.7 \text{ cm}$

- وهو عمق كبير نسبياً الأمر الذى يستلزم ضرورة استخدام حديد تسليح جذعى فى هذه الكمرة لذلك فإن :

$$q_{\max} \leq q_{allcsh} \quad (21 \text{ kg/cm}^2) \\ \frac{64.48 \times 10^3}{0.87 \times 75 \times d_s} \leq 21 \quad \rightarrow \quad d_{sh} = 47.1 \text{ cm}$$

- \therefore يؤخذ العمق الأكبر من كل من (d_m) ، و(d_{sh}) ويضاف إليه سمك الغطاء الخرسانى (٥ - ٧ سم) أى يؤخذ العمق ٩٠ سم $t = 90 \text{ cm}$ i.e. ومنها $d_{act} = 85 \text{ cm}$

- يتم إيجاد حديد التسليح اللازم والمناظر لمقاومة القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء وبفرض أن ($\alpha = 0.2$).

حديد التسليح العلوى:

$$A_{s4} = \frac{M_{\max}}{k_2 d} = \frac{77.63 \times 10^5}{1200 \times 85} = 76.10 \text{ cm}^2 / 75 \text{ cm width} = 16 \phi 25$$

$$A_{s3} = \frac{53.9 \times 10^5}{1200 \times 85} = 52.84 \text{ cm}^2 / 75 \text{ cm width} = \underline{11 \phi 25}$$

$$A_{s2} = \frac{31 \times 10^5}{1200 \times 85} = 30.4 \text{ cm}^2 / 75 \text{ cm} = \underline{7 \phi 25 / 75 \text{ cm}}$$

$$A_{s1} = \frac{1.57 \times 10^5}{1200 \times 85} = 1.54 \text{ cm}^2 / 75 \text{ cm (check min } A_s)$$

$$\mu_{\min} = \frac{11}{f_y} = \frac{11}{2400} = 0.458 \%$$

$$\therefore A_{s \min} = \frac{0.458 \times 75 \times 85}{100} = 29.2 \text{ cm}^2 / 75 \text{ cm} = \underline{6 \phi 25}$$

i.e. take $A_{s1} = A_{s \min} = 6 \phi 25$

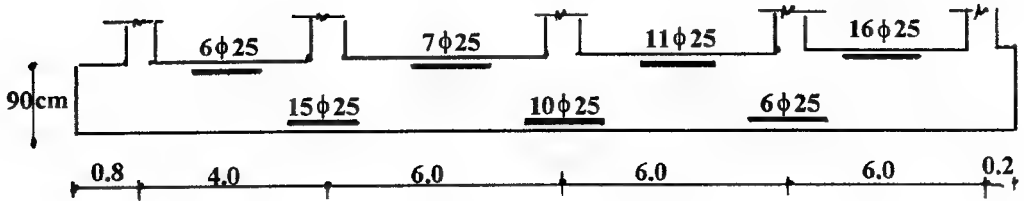
حديد التسليح السفلى:

$$A_{s5} = \frac{70.69 \times 10^5}{1200 \times 85} = 69.3 \text{ cm}^2 / 75 \text{ cm} = \underline{15 \phi 25 / 75 \text{ cm}}$$

$$A_{s6} = \frac{47.86 \times 10^5}{1200 \times 85} = 46.92 \text{ cm}^2 / 75 \text{ cm} = \underline{10 \phi 25 / 75 \text{ cm width}}$$

$$A_{s7} = \frac{24.88 \times 10^5}{1200 \times 85} = 24.39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{take } A_{s \min} = \underline{6 \phi 25 / 75 \text{ cm}}$$

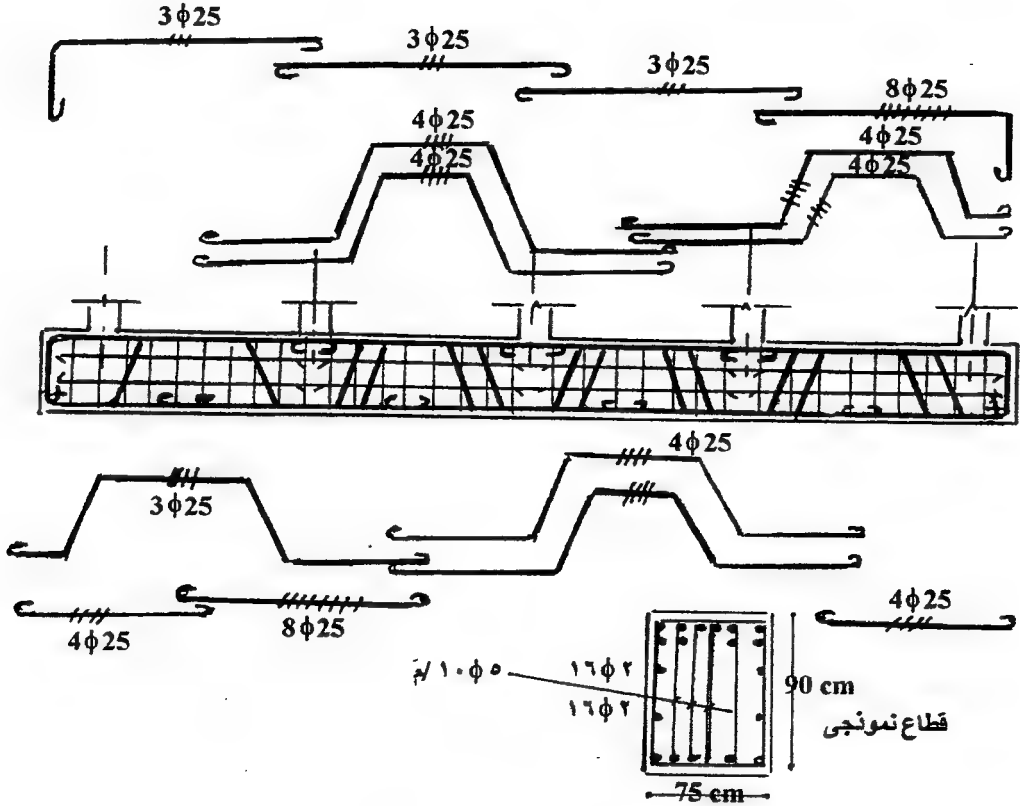
• ويبين الكروكي التالي شكل (٨-٢٦) أماكن ومساحة حديد التسليح المطلوب الرئيسي عند القطاعات الحرجة المختلفة لشريحة عرضها يساوى ٧٥ سم وهو عرض القاعدة المسلحة.



شكل (٨-٢٦)

• يتم تحديد مساحة حديد التسليح المناظر للشد القطرى وذلك طبقاً لاحتياجات قوى الشد القطرى ولتسهيل الحل يتم تقسيط الحديد العلوى بحيث ثلثه يمتد من العمود على العمود على الأقل وثلثه يكسح كحديد

مكسح لمقاومة الشد القطرى على الأقل أيضاً على زاوية ٦٠° وذلك بالإضافة إلى كانتات ذات ستة فروع بواقع ٥ ϕ ١٠ م/ وذلك كالاتى (شكل ٨-٢٧):



شكل (٨-٢٧)

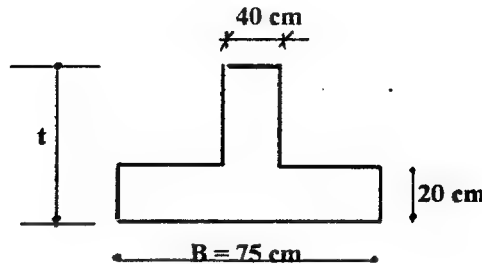
مع مراعاة امتداد الحديد المكسح من الناحية المستمرة إلى ربع البحر المجاور ووضع حديد يعادل الحد الأدنى للحديد فى منطقة الضغط لربط الكانات (stirrup hunger).

الحل الثانى: كقاعدة على شكل حرف L ذات شفة من أسفل وعصب علوى:
بالنسبة للقاعدة العادية:

يتبع نفس الخطوات السابقة فى الحل الأول وعليه يكون أبعادها ٢٣ م طول × ١,٣٥ م عرض.

بالنسبة للقاعدة المسلحة:

- حيث أن طول القاعدة المسلحة هو ٢٣ متر وعرضها يعادل ٠,٧٥ م مثل الحل السابق ولكنها ذات قطاع على شكل حرف \perp وجهد التماس بين العادية والمسلحة ثابت ويعادل ٢٦,٧ طن/م/٢.
- وبنفس الطريقة يتم التعامل مع القاعدة المسلحة باعتبارها كمرة مستمرة فى الاتجاه الطولى مرتكزة على الأعمدة ومعرضة من أسفل إلى أعلى بقيمة جهد التماس وكما ذكرنا سابقاً وعليه يتم إيجاد القوى الداخلية المتولدة فى هذه الكمرة تحت هذه الأحمال وهى نفس القيم السابقة ونفس توزيع قيم القوى الداخلية من (B.M) وقوى قاصة (S.F) على طول هذه الكمرة ولكن بفرض شكل القطاع على شكل \perp .
- أبعاد القطاع على شكل حرف \perp هو كما هو مبين حيث عرض الشفة هو ٧٥ سم ليظل جهد التماس بين العادية والمسلحة ثابتاً ونحافظ على قيم عزوم الانحناء والقوى الثابتة كما هى ويتم فرض سمك الشفة وليكن ٢٠ سم مع فرض عرض العصب يعادل ٤٠ سم وكما هو مبين، وفى هذه الحالة يتم التعامل مع القطاعات الحرجة على أساس أنها إما على شكل حرف \perp عند القطاعات ذات عزم الانحناء الموجب (منطقة الضغط عند الشفة) أو على شكل مستطيل \square عند القطاعات ذات عزم الانحناء السالب (منطقة الضغط عند العصب) وابتاع طريقة التصميم المعروفة فى الكمرات المستمرة أى يتم تصميم القطاعات ذات شكل \square أولاً ثم التى على شكل حرف \perp .



- تصميم القطاع (4-4) على شكل □ :

$$M = M_{\max} = 77.63 \text{ t.m} , \quad b = 40 \text{ cm}$$

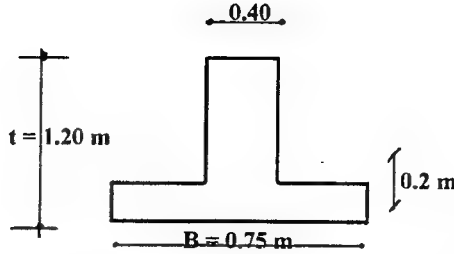
$$\therefore d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}} = 0.253 \sqrt{\frac{77.63 \times 10^5}{40}} = 111.5 \text{ cm}$$

، تصميم القطاع على أساس مقاومة القوى القصية وباستخدام حديد تسليح جذعي.

$$\therefore \frac{64.48 \times 10^3}{0.87 \times 40 \times d_s} \leq 21 \longrightarrow d_{sh} = 88.23 \text{ cm}$$

$$\text{take } d = d_m = 115 \text{ cm} \longrightarrow t = 120 \text{ cm}$$

وعليه فإن القطاع الخاص بالقاعدة المسلحة يكون على شكل حرف L بالأبعاد التالية :



وبعد ذلك يتم إيجاد الحديد المناظر لبقية القطاعات ذات □ الشكل ثم القطاعات التي على شكل حرف L ولمقاومة عزوم الانحناء الواقعة عند هذه القطاعات كل على حدة كما يلي :

حديد التسليح العلوي:

$$A_{s4} = \frac{77.63 \times 10^5}{1200 \times 115} = 56.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 12 \phi 25 / 40 \text{ cm web}$$

$$A_{s3} = \frac{53.9 \times 10^5}{1200 \times 115} = 39.06 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 25 / 40 \text{ cm web}$$

$$A_{s2} = \frac{31 \times 10^5}{1200 \times 115} = 22.46 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 25 \text{ check } (A_{s \min})$$

$$A_{s \min} = \frac{0.458 \times 40 \times 115}{100} = 21.07 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 25 \text{ (o.k.)}$$

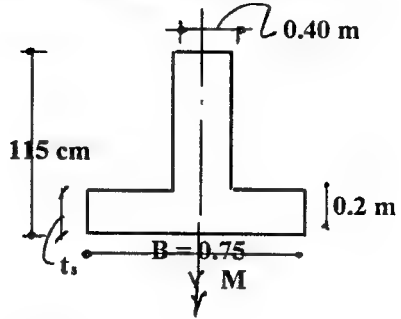
Sec. 5-5: $t = 120 \text{ cm}$

حديد التسليح السفلى (القطاعات على شكل حرف \perp)

$$\therefore Z = 0.12 \sqrt{\frac{M}{B}}$$

$$= 0.12 \sqrt{\frac{70.69 \times 10^5}{75}} = 36.8 > t_s$$

القطاع يعمل كقطاع على شكل حرف \perp



$$\frac{t_s}{t} = \frac{20}{120} = 0.167, \quad \frac{B}{b} = \frac{75}{40} = 1.875$$

$$\rightarrow r = 0.85 \rightarrow B_r = 0.85 \times 75 = 63 \approx 65 \text{ cm}$$

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M}{B_r}}$$

$$\therefore 115 = k_1 \sqrt{\frac{70.69 \times 10^5}{65}} \rightarrow k_1 = 0.35 \rightarrow f_c = 53 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_2 = 1225$$

$$\therefore A_{s5} = \frac{70.69 \times 10^5}{1225 \times 115} = 50.18 \text{ cm}^2 \rightarrow 11 \phi 25 / 40 \text{ cm}$$

وبالمثل بقية القطاعات ذات شكل حرف \perp والتي يتأثر فقط فيها قيمة (B_r) والتي تؤثر على قيمة (k_2) والتي يمكن أخذها قيمة تتراوح ما بين ١٢٢٥ ، ١٢٥٠ كجم/سم^٢ وليكن (1230).

$$\therefore A_{s6} = \frac{47.86 \times 10^5}{1230 \times 115} = 33.84 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \phi 25 / 40 \text{ cm}$$

$$A_{s7} = \frac{24.88 \times 10^5}{1230 \times 115} = 17.59 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s \min} = 21.07 \rightarrow 5 \phi 25$$

ملحوظة:

إن عرض شفة الكمرية ذات حرف \perp ($B = 0.75 \text{ m}$) يجب ألا يزيد عن عرض البلاطة ($B = 0.75$) أو أربعة مرات عرض العصب (b) 4 أو $\frac{1}{4}$ أقل بحر الكمرية.

i.e. $B > 0.75 \text{ m}$, or $(4 \times 40 = 160 \text{ cm})$ or $\frac{1}{4} \times 400 = 100 \text{ cm}$

لذلك أخذت ما يعادل ٧٥ سم كما بينا سابقاً والتي يناظرها جهد تلامس يعادل ٢٦,٧ طن/م^٢.

أيضاً يتم تحديد متطلبات القطاع للحديد الجذعي للكمرة المستمرة وذلك كما بينا سابقاً ويبين الكروكي التالي أماكن حديد التسليح الرئيسي وكيفية توزيع حديد التسليح الجذعي مع فرض كانت ذات أربعة أفرع $5 \phi 10 \text{ م}$.
مما هو جدير بالذكر فإن تصميم الشفة لتسهيل الحل يكون كما يلي :

القطاع الحرج على وجه العصب وبأخذ شريحة عرضها واحد متر فى الاتجاه الطولى وعمقها يساوى $t_s = 20 \text{ cm}$

$$\therefore M = \frac{27.6 \times (0.175)^2}{2} = 0.423 \text{ m.t/m'}$$

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$15 = k_1 \sqrt{\frac{0.423 \times 10^5}{100}} \longrightarrow k_1 = 0.73 \longrightarrow k_2 = 1300$$

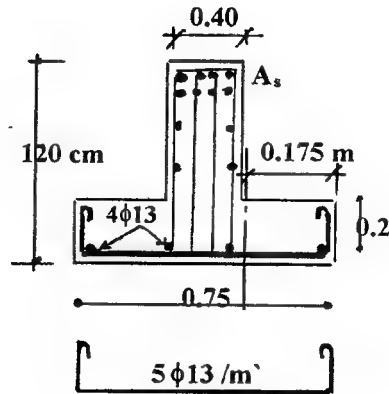
$$\therefore A_s = \frac{0.423 \times 10^5}{1300 \times 15} = 2.17 \text{ cm}^2$$

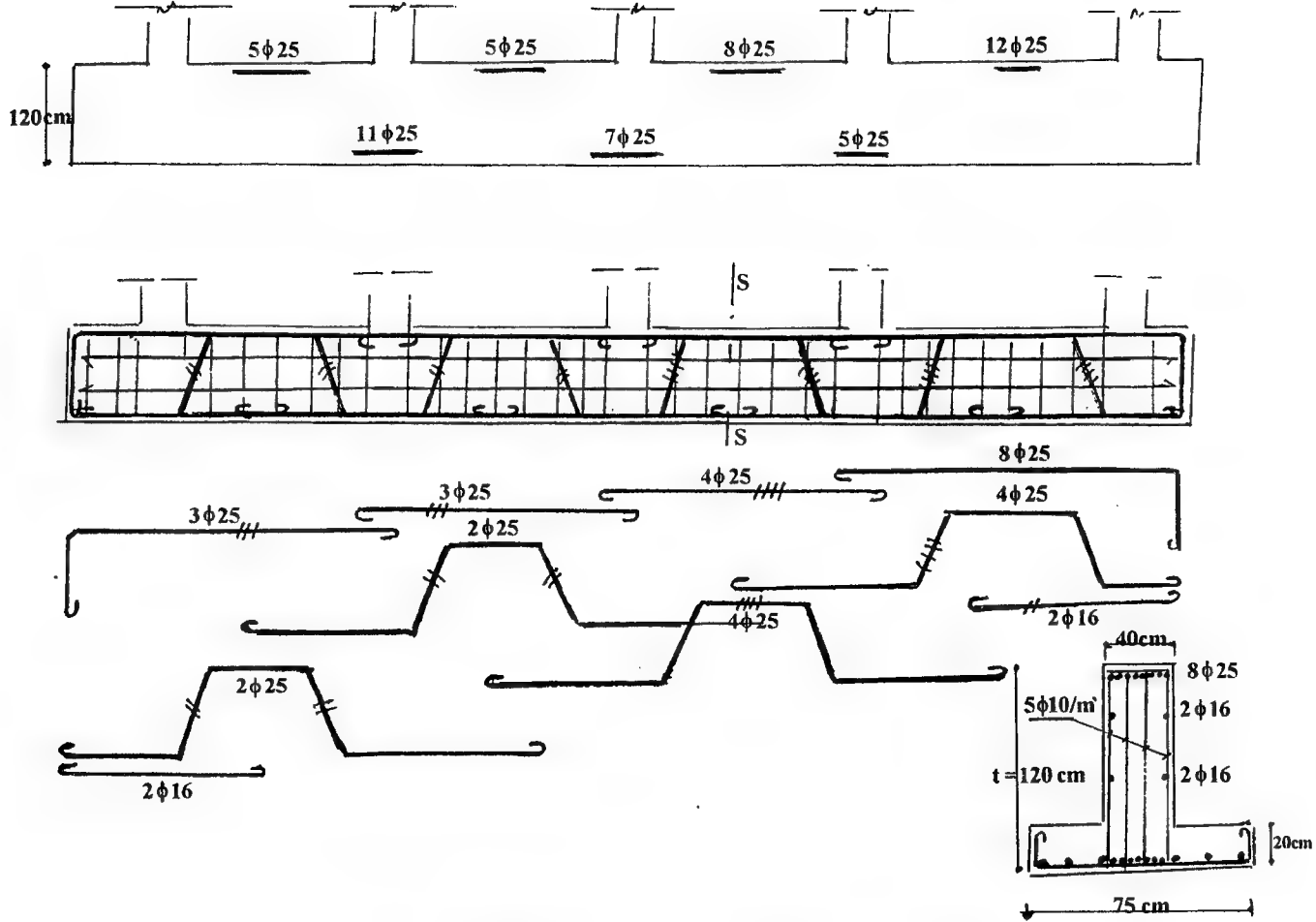
$$\mu_{s \min} = \frac{11}{f_y} = \frac{11}{2400} = 0.458 \%$$

$$\therefore A_{s \min} = \frac{0.458}{100} \times 15 \times 75 = 5.15 \text{ cm}^2$$

i.e. take $A_s = A_{s \min} = 5 \phi 13 / \text{m'}$

ويؤخذ حديد ثانوى طولى يعادل $[A_{s \text{ main } 0.25}]$ أى بحد أدنى $4 \phi 13 \text{ مم}$ وكما هو مبين بالقطاع.

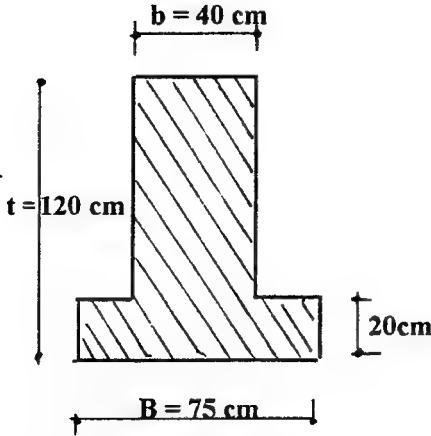




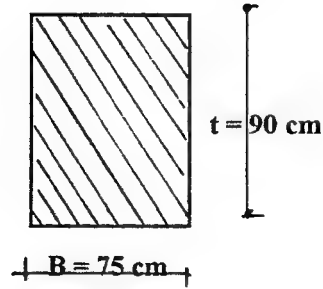
شكل (٨-٢٨) كيفية توزيع حديد التسليح والقطاعات التفصيلية

ملحوظة هامة:

- ١- من حل المثال السابق يتبين أن افتراض التوزيع المنتظم لضغط التلامس عادة ما يعطى قوى داخلية عالية نسبياً أى فرض الكمرة ذات جساءة عالية ولكن إذا ما تم التصميم على أساس أنها كمرة مرنة وليست جاسئة فإن عزوم الانحناء سوف تنخفض بمقدار يتراوح ما بين (١/٤ - ١/٣) هذه القيم وعليه فإنه كمية الخرسانة وبالتالي حديد التسليح سوف تنخفض بمقدار الخمس تقريباً.
- ٢- من حل المثال السابق يتبين أن القطاعات الخرسانية تبعاً للحلين السابقين كما يلي :



الحل الثانى $A_c = 5500 \text{ cm}^2$



الحل الأول $A_c = 6750 \text{ cm}^2$

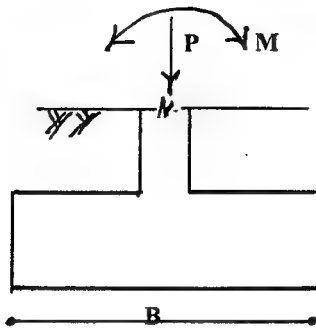
شكل (٨-٢٩)

وعليه فإن الحل الثانى أوفر من ناحية كمية الخرسانة بالإضافة إلى الميزة الأخرى وهو زيادة عزم القصور الذاتى له وبالتالي زيادة جساءته لمقاومة عزوم الانحناء وفروق الهبوط المحتملة بالرغم من أن الحلين كلاهما صحيح الأمر الذى يوصى باستخدام الأساسات الشريطية على شكل حرف L عند ضرورة مقاومة فروق الهبوط والقوى العالية والبحور الكبيرة وجهد التربة المنخفض.

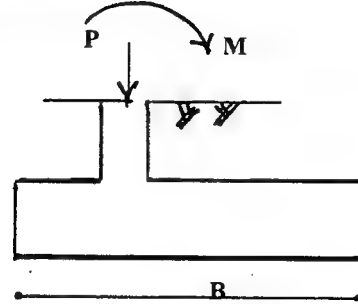
٣- لم يتم التحقق من مقاومة القطاعات الحرجة لكل من القص الثاقب وقوة التماسك وذلك نظراً لكبر القطاعات (بلاطة ذات عرض كبير) أو كمر ذات عمق كبير. بل يجب ضرورة استيفاء العمق اللازم للأشعار وطول الأشعار وعلى أية حال فى جميع الحالات يجب التحقق من استيفاء جميع الاشتراطات والإجهادات المتولدة من قص وتماسك وطول أشعار ... الخ.

٨-٢-٥ الأساسات الشريطية المعرضة إلى قوى لا محورية (المعرضة إلى قوى عمودية وعزم انحناء):

فى بعض الحالات قد تتعرض الأساسات الشريطية إلى قوى لا محورية [قوى عمودية بالإضافة إلى عزم انحناء] أو إلى عزوم انحناء قد تكون فى اتجاه واحد أو فى اتجاهين (Reversible moment) كما هو مبين - شكل (٨-٣٠).



قوى عمودية وعزم انحناء
فى اتجاهين



قوى عمودية وعزم انحناء فى
اتجاه واحد

شكل (٨-٣٠)

الحالة الأولى (قوى عمودية وعزوم انحناء فى اتجاه واحد):

فى الحالة الأولى يكون توزيع الإجهادات على التربة غير منتظم ويمكن تعينه بدلالة المعادلة العامة للإجهادات العمودية.

$$f_{\min}^{\max} = \frac{-R}{A} \mp \frac{M \cdot y}{I_x}$$

ولمتر طولى من الحائط فإن هذه المعادلة تؤول إلى :

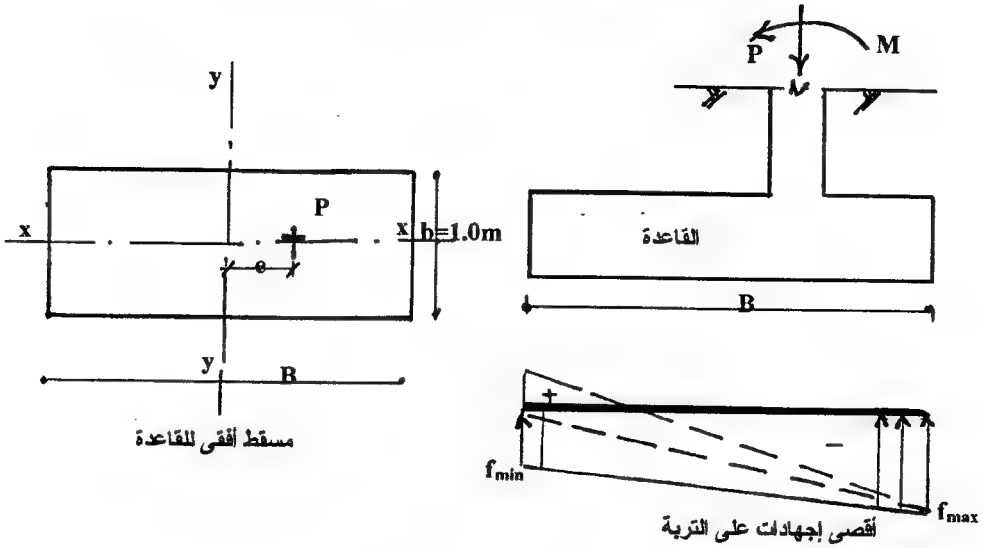
$$f_{\min}^{\max} = \frac{-P}{B} \left[1 \mp \frac{6e}{B} \right]$$

أى أن أقصى إجهاد ضغط يعادل مجموع الحدين أى :

$$f_{\max} = \frac{P}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] \nless q_{n \text{ all soil}}$$

$$f_{\min} = \frac{P}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] \nless \frac{1}{2} f_{\max}$$

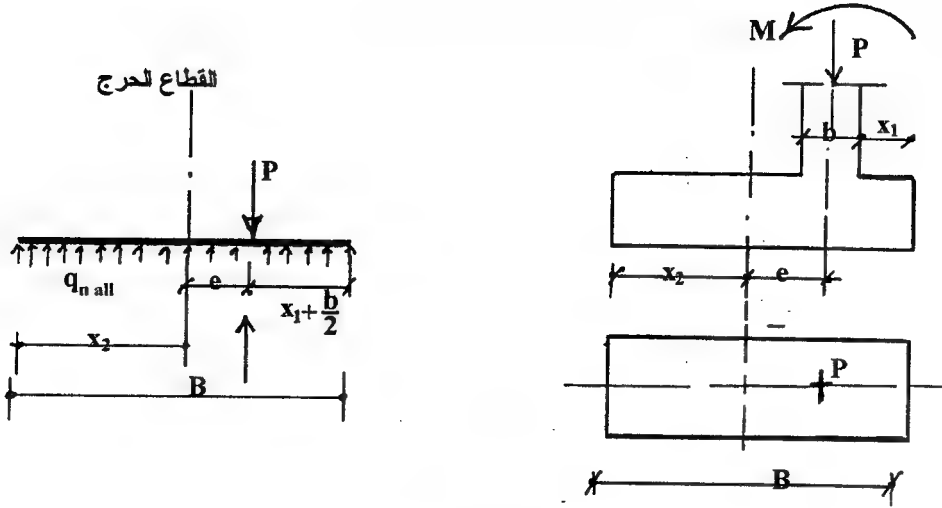
مع ملاحظة أنه يجب ألا تتعرض التربة إلى إجهادات شد أى أن قيمة (f_{\min}) يجب ألا تكون أكبر من الصفر ويوصى أن لا تقل قيمة (f_{\min}) عن نصف قيمة (f_{\max}) فى حالة التربة الطينية والتماسكة حتى لا يكون ويتولد فروق هبوط متفاوت بين حافتى القاعدة وكما يلى :



شكل (٨-٣١)

وفى هذه الحالة يجب ألا تتعدى قيمة أقصى إجهاد واقع على التربة عن الإجهاد الصافى المسموح به لنوعية التربة ($q_{n \text{ all}}$) or (q_{all}) حسب طريقة حساب جهد التربة.

فى هذه الحالة يتم تسهيل الحل وذلك بجعل الإجهاد الواقع على التربة منتظم لتلافى الهبوط أسفل القاعدة وذلك بمركرة الحمل ونقله إلى مركز ثقل القاعدة وكما يلى مع ملحوظة أن رفرة القاعدة تكون كبيرة من ناحية الضغط الكبير الواقع على التربة.



شكل (٨-٣٢)

- يتم حساب عرض القاعدة (B) بفرض أن الحمل مركزي وذلك بخارج قسمة الحمل (P) على جهد التربة الصافي المسموح به عند منسوب التأسيس ($q_{n \text{ all}}$) مع إهمال عزم الانحناء وتعادله بالعزم المضاد بالقيمة (P. e).

$$\therefore B = \frac{P}{q_{n \text{ all}}} = ms$$

ويتم تقريب هذا العرض إلى أقرب ٥ سم.

- ولجعل الحل متمركزاً إذن مركز ثقل القاعدة على بعد $\left(\frac{B}{2}\right)$ من الحافة وبالتالي يتم حساب مقدار اللامركزية الحقيقية.

$$e = \frac{B}{2} - \left(x_1 + \frac{b}{2}\right) ms$$

- يتم تحديد القطاع الحرج لعزم الانحناء وهو على وجه الحائط الخرساني أو على بعد $\left(\frac{b}{4}\right)$ من عرض الحائط كما ذكرنا سابقاً.
- ومن موضع القطاع الحرج يتم حساب قيمة عزم الانحناء من واقع إجهاد التربة الصافي وأبعاد القاعدة.

$$i.e. \quad M_{\max} = q_{n \text{ all}} \frac{(x_2)^2}{2} \quad t.m/m'$$

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{b}{2} + x_1 \right) = \frac{3}{2} - (0.2 + 0.2) = 1.1 \text{ ms}$$

• يتم تحديد قيمة عزم الانحناء عند القطاع الحرج على وجه الحائط.

$$\therefore M_{\max} = q_{n \text{ all}} \frac{\left(\frac{B}{2} + 0.9 \right)^2}{2} = 10 \frac{[1.5 + 0.9]^2}{2} = 28.8 \text{ m.t/m}$$

• يتم تصميم القطاع على أساس مقاومة عزم الانحناء (M_{\max}) من المعادلة:

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{B}} = 0.253 \sqrt{\frac{28.8 \times 10^5}{100}} = 42.9 \rightarrow t = 50 \text{ cm}$$

• يتم التحقق من مقاومة القص للخرسانة بحساب ($Q_{\max \text{ sh}}$) عند القطاع الحرج للقص وهو على بعد (d) من وجه الحائط.

$$\text{i.e. } Q_{\max \text{ sh}} = 10 (x_2 - d_{\text{sh}}) = 10 (2.4 - d_{\text{sh}}) \text{ t/m'}$$

$$\therefore q_{\max} = \frac{Q_{\max \text{ sh}}}{0.87 b d_{\text{sh}}} \leq 6 (q_{c \text{ sh all}})$$

$$\therefore \frac{(24 - 10 d_{\text{sh}})}{0.87 \times 100 \times d_{\text{sh}}} \leq 50 (q_{\text{sh all}})$$

$$\therefore d_{\text{sh}} = 0.448 \text{ ms}$$

أى يتم بأخذ $t = 50 \text{ cm}$ تكون آمنة لكل من عزم الانحناء والقوى القصية.

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{28.8 \times 10^5}{1200 \times 45} = 53.3 \text{ cm}^2/\text{m' } \rightarrow 11 \phi 25/\text{m'}$$

• يتم التحقق من إجهاد التماسك وذلك بحساب ($Q_{\max \text{ b}}$) وهى عند نفس القطاع الحرج للعزم.

$$\text{i.e. } Q_{\max \text{ b}} = q_{n \text{ all}} \cdot x_2 = 10 \times 2.4 = 24 \text{ t/m'}$$

$$\therefore q_{\max \text{ b}} = \frac{Q_{\max \text{ b}}}{0.87 \Sigma o \cdot d_{\text{act}}} = \frac{24 \times 10^3}{0.87 \times 11 \times 3.14 \times 2.5 \times 45} = 7.1 \text{ kg/cm}^2$$

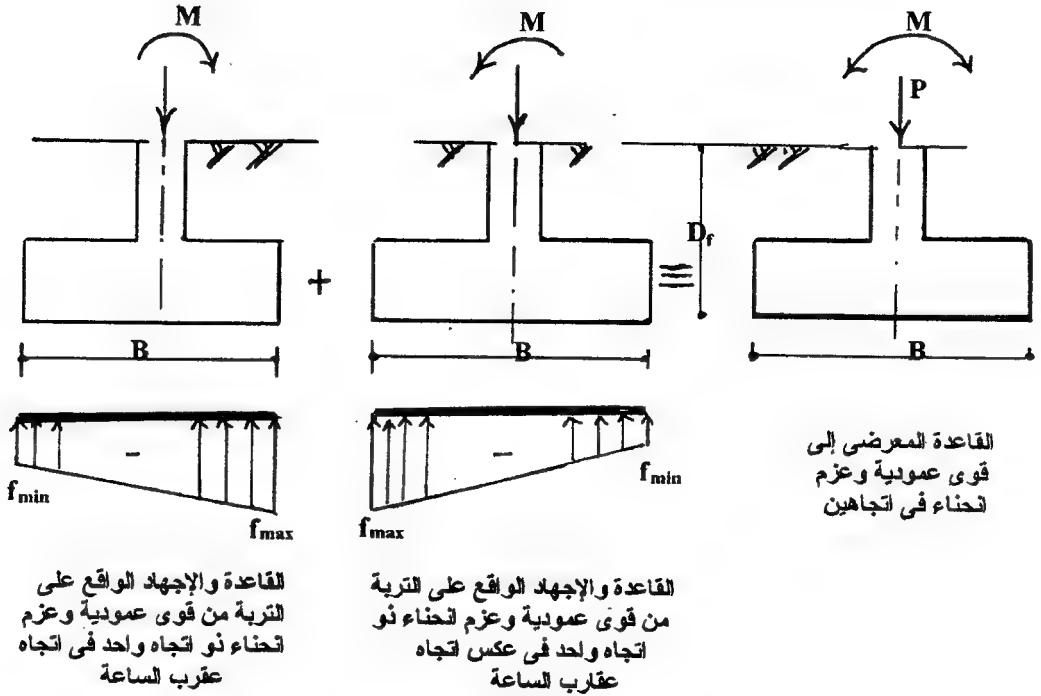
$$< 12 \text{ (o.k)}$$

ملحوظة:

يجب أن يتم التحقق من طول الرباط لحديد التسليح الرئيسى (l_d) وهو كافى فى هذه الحالة.

الحالة الثانية : (قوى عمودية وعزم انحناء فى اتجاهين):

فى هذه الحالة حينما تتعرض القاعدة إلى عزم انحناء فى اتجاهين بالإضافة على القوى العمودية نأخذ الحالة الأسوأ وهو تعرض الأساس إلى حمل غير محورى مصحوب بعزم انحناء فى اتجاه واحد ثم عكسه وبالتالي تنتج قاعدة متماثلة نتيجة لتأثير عزم الانحناء فى الاتجاهين وكما هو مبين بالكروكى - شكل (٨-٣٤).



شكل (٨-٣٤)

- يتم التعامل مع الحالة (i) أو الحالة (ii) وكلاهما واحد، ولشريحة عرضها واحد متر فإنه يجب تحديد قيمة عرض القاعدة (B) واللازم بحيث أقصى إجهادات واقعة على التربة لا تتعدى الإجهادات الصافية المسموح بها عند منسوب التأسيس ($q_{n all}$).
- وطبقاً للمعادلة المناظرة لتأثير عزم الانحناء والقوى العمودية وهى :

$$f_{\max} = \frac{P}{B \times 1} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] \leq q_{n \text{ all soil}}$$

حيث ($q_{n \text{ all soil}}$) : هو أقصى إجهاد مسموح به صافى عند منسوب التأسيس

، (P) : قيمة الحمل المؤثر عند منسوب التأسيس

، (e) : مقدار اللامركزية وهو يساوى $e = \frac{M}{P}$ حيث (M) هى قيمة عزم

الانحناء المؤثر

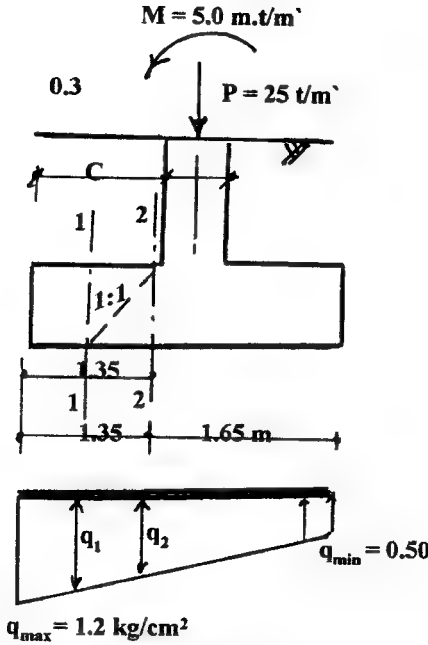
ومن هذه المعادلة يمكن تعيين قيمة عرض الأساس (B) بحل هذه المعادلة التى من الدرجة الثانية فى (B) مع تقريب عرض القاعدة إلى أقرب ٥ سم مع التحقق من عدم وجود إجهادات شد كما شرحنا سابقاً.

• يتم تحديد موضع القطاع الحرج لكل من عزم الانحناء والقوى القصوى القصاة ويتم حساب قيمة أقصى عزم انحناء (M_{\max}) وأقصى قوى قصاة ($Q_{\max \text{ sh}}$) عند القطاعات الحرجة وذلك من واقع توزيع الإجهادات الصافية على التربة وهى خطية ولكن غير منتظمة. ثم يتم حساب عمق الأساس اللازم لمقاومة كل من هذه القوى القصوى (M_{\max}) و ($Q_{\max \text{ sh}}$) وبالتالي إيجاد حديد التسليح ويكمل الحل إلى آخره كما شرحنا سابقاً مع التحقق لقيمة إجهاد التماسك لحديد التسليح الرئيسى وكما سوف يتضح من المثال التالى.

مثال:

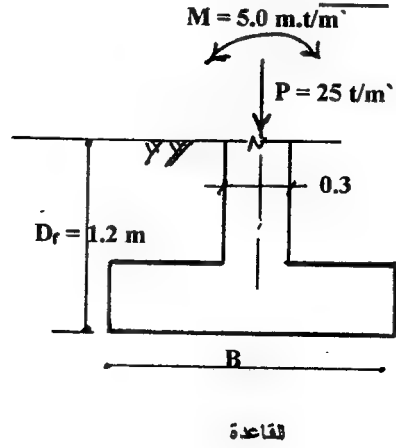
المطلوب تصميم قاعدة شريطية مسلحة مرتكزة على التربة مباشرة وعلى عمق ١,٥٠ متر من سطح الأرض الطبيعية ويرتكز عليها حائط خرسانى مسلح عرضه ٣٠ سم ويحمل حملاً محورياً قدره ٢٥ طن/م بالإضافة إلى عزم انحناء ذو اتجاهين (Reversible moment) قدره ٥ طن.م/م علماً بأن جهد التربة الكلى المسموح به هو ١,٥٠ كجم/سم^٢ وأن الخرسانة رتبة 200 C وأن حديد التسليح رتبة ٣٥/٢٤.

الحل:



أقصى إجهادات على التربة

شكل (٨-٣٥)



القاعدة

- بفرض القاعدة ذات عرض (B) ولشريحة عرضها ١,٠٠ متر.
- يتم حساب جهد التربة الصافي للتربة عند منسوب التأسيس ($q_{n \text{ all}}$) كالتالي :

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{\text{soil}} + \gamma_{R.C}}{2} = \frac{1.8 + 2.5}{2} = 2.15 \text{ t/m}^3$$

$$\therefore q_{n \text{ all}} = q_{\text{all}} - \gamma_a \cdot D_f = 15 - 1.5 \times 2.15 = 11.78 \approx 1.2 \text{ kg/cm}^2$$

- يتم حساب أقصى إجهاد واقع على التربة من المعادلة :

$$q_{\text{max}} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e}{A} \right] \leq q_{n \text{ all}} \quad (1.2 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{حيث } (e) = \frac{M}{N} = \frac{5}{25} = 0.2 = \text{مقدار اللامركزية.}$$

$$\therefore \frac{25}{1 \times B} \left[1 + \frac{6 \times 0.2}{B \times 1} \right] = 12$$

$$\therefore 25 \left[1 + \frac{1.2}{B} \right] = 12 B$$

$$\therefore 25 + \frac{30}{B} = 12 B \rightarrow 25 B + 30 = 12 B^2$$

$$\therefore 12 B^2 - 25 B - 30 = 0$$

$$\therefore B^2 - 2.08 B - 2.5 = 0$$

$$\therefore B = \frac{+2.08 \pm \sqrt{(2.08)^2 + 4 \times 2.5}}{2} = 2.93 \text{ ms} \rightarrow 3.0 \text{ ms}$$

• يتم التحقق من عدم وجود إجهاد شد على التربة.

$$\therefore q_{\min} = \frac{P}{B \times 1.0} \left[1 - \frac{6e}{B \times 1.0} \right] = \frac{25}{3.0} \left[1 - \frac{6 \times 0.2}{3.0} \right] = 0.5 \text{ kg/cm}^2$$

ضغط (Comp.) o.k

• يتم أخذ عرض القاعدة المسلحة ٣,٠٠ متر.

• يتم حساب قيم الإجهادات الواقعة على التربة عند القطاعات الحرجة لكل من عزم الانحناء (q_2)، القوى القصية (q_1).

$$C = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} = \frac{3.0}{2} - \frac{0.3}{2} = 1.35 \text{ ms}$$

$$a = C - d$$

$$\therefore q_2 = q_{\min} + \frac{1.65}{3.0} [q_{\max} - q_{\min}] = 0.5 + \frac{1.65}{3.0} [1.2 - 0.5] = 0.885 \text{ kg/cm}^2$$

• يتم حساب أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج الذي يبعد مسافة ١,٣٥ م من حافة القاعدة اليسرى.

$$\therefore M_{\max} = \left[\frac{q_{\max} + q_2}{2} \right] \times \frac{c^2}{2} \times 1.0$$

$$= \frac{(12 + 8.85)}{2} \times \frac{(1.35)^2}{2} = 9.5 \text{ t.m/m}$$

• يتم تحديد سمك القاعدة المناظر لهذا العزم (M_{\max}) من المعادلة :

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{B}} = 0.253 \sqrt{\frac{9.5 \times 10^5}{100}} = 25 \text{ cm}$$

• يتم تحديد سمك القاعدة المناظر لـ ($Q_{\max sh}$).

$$\therefore a = c - d_{sh} = 1.35 - d_{sh}$$

$$q_1 = q_{\min} + \left[\frac{B - a}{B} \right] [q_{\max} - q_{\min}]$$

$$= 0.5 + \left[\frac{1.35 - 1.35 + d_{sh}}{1.35} \right] [1.2 - 0.5] = 0.5 + 0.52 d_{sh}$$

$$= 5 + 5.2 d_{sh} \quad t/m'$$

$$\therefore Q_{max sh} = \frac{q_{max} + q_1}{2} \times a = \frac{12 + 5 + 5.2 d_{sh}}{2} \times (1.35 - d_{sh})$$

$$= (8.5 + 2.6 d_{sh}) (1.35 - d_{sh})$$

$$\therefore q_{max sh} = \frac{Q_{max}}{0.87 b d_{sh}} = \frac{(8.5 + 2.6 d_{sh}) (1.35 - d_{sh})}{0.87 \times 1.0 \times d_{sh}} \leq 50 (q_{sh all})$$

$$= 11.475 - 4.99 d_{sh} - 2.6 d_{sh}^2 = 43.5 d_{sh}$$

$$\therefore 2.6 d_{sh}^2 + 48.49 d_{sh} - 11.475 = 0$$

$$\therefore d_{sh}^2 + 18.65 d_{sh} - 4.41 = 0$$

$$\therefore d_{sh} = \frac{-18.65 \pm \sqrt{(18.65)^2 + 4 \times 4.1}}{2} = 0.22 \text{ m} = 22 \text{ cm}$$

$d_{act} = 33 \text{ cm}$ ← يتم أخذ سمك القاعدة يعادل ٤٠ سم فرضاً \therefore

$$\therefore A_{s req.} = \frac{M_{max}}{k_2 d_{act}} = \frac{9.5 \times 10^5}{1230 \times 33} = 23.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 9\phi 18/m'$$

$$(25.47 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s min} = \frac{11}{f_y} A_c = \frac{11}{2400} \times 100 \times 33 = 15.1 \text{ cm}^2 < A_{s req}$$

\therefore take $9\phi 18/m'$

وبأخذ حديد ثانوى يعادل $٢٥,٤٧ \times ٠,٢٥ = ٦,٣٧$ سم $٢/م$ أى $٥\phi ١٣/م$.

• يتم التحقق من إجهادات التماسك عند القطاع الحرج على وجه الحائط.

$$Q_{bond} = \frac{q_{max} + q_2}{2} \times C \times 1.0$$

$$= \frac{12 + 8.85}{2} \times 1.35 = 14.07 \text{ t/m'}$$

$$\therefore q_{max bond} = \frac{14.07 \times 10^3}{0.87 \times 9 \times 3.14 \times 1.8 \times 33} = 9.63 \text{ kg/cm}^2 < 12 \text{ (o.k)}$$

• تؤخذ القاعدة بالعرض يعادل $٣,٠٠ \text{ م} \times \text{السمك } ٠,٤٠ \text{ م}$ وبحديد تسليح

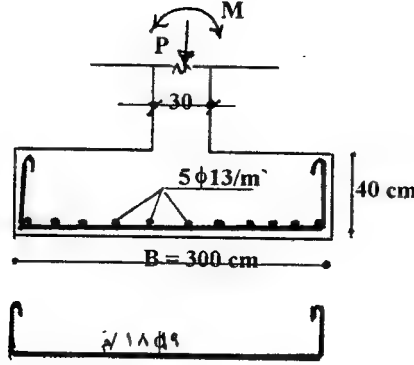
رئيسى يعادل $٩\phi ١٨/م$ على طول العرض، حديد ثانوى $٥\phi ١٣/م$ متر

طولى من الحائط.

ملحوظة: يجب التحقق من السمك اللازم لطول الرباط وطول الأتياير.

ويبين الشكل التالى كروكى لحديد التسليح والذى يؤخذ كما ذكرنا بعاليه

(شكل ٨-٣٦).



شكل (٨-٣٦)

مثال على تصميم القاعدة الشريطية باستخدام التصميم الحد الأقصى

للمقاومة:

المطلوب تصميم القاعدة الشريطية المسلحة المذكورة فى المثال السابق والمرتكز عليها حائط خرسانى مسلح عرضه ٣٠ سم ومعرض إلى حمل تشغيلى $P_{D.L} = 40 \text{ t/m}$ ، $P_{L.L} = 20 \text{ t/m}$ عند منسوب سطح الأرض وبنفس الافتراضات الموجودة والمفروضة فى هذا المثال مع فرض معاملات الأمان لكل مادة على حدة.

الحل:

• يتم تحديد قيمة الحمل الأقصى وذلك من واقع قيم أحمال التشغيل الحية

والميتة وحيث أن $P_{L.L} < 0.7 D.L$

$$\therefore P_u = 1.5 [P_{D.L} + P_{L.L}] = 1.5 [20 + 40] = 90 \text{ t/m}$$

• يتم حساب جهد التربة الكلى عند منسوب سطح الأرض وهو يساوى جهد

التربة المسموح به مضروباً فى معامل أمان ويؤخذ حوالى ٢,٠٠.

$$\therefore q_{ut \text{ soil}} = q_{all} \times F.s = 2.0 \times 1.8 = 3.6 \text{ t/m}^2$$

- يتم حساب جهد التربة الكلى عند منسوب التأسيس وهو يساوى جهد التربة الكلى عند سطح الأرض ($q_{u \text{ soil}}$) مطروحاً منه وزن عمود التراب.

$$\therefore q_{nu \text{ soil}} = q_{ut \text{ soil}} - \gamma_a D_f$$

$$= 36 - 2.15 \times 2 = 31.7 \text{ t/m}^2 \approx 3.2 \text{ kg/cm}^2$$

- يتم إيجاد مساحة وأبعاد القاعدة المسلحة بدلالة أحمال التشغيل.

$$\therefore A = \frac{P_{\text{working}}}{q_{n \text{ all}}} = \frac{60}{13.7} = 4.38 \text{ m} \longrightarrow B = 4.4 \text{ ms}$$

- يتم حساب جهد التربة التصميمى الأقصى الواقع على التربة بدلالة الحمل الأقصى (P_u).

$$\therefore q_{u \text{ soil}} = \frac{P_u}{B \times 1.0} = \frac{90}{4.4 \times 1.0} = 22.5 \text{ t/m}^2 < 32.0 \text{ t/m}^2 \text{ (o.k)}$$

- يتم حساب رفرفة الخرسانة المسلحة عن الحائط (c).

$$c = \frac{B - b}{2} = \frac{4.4 - 0.3}{2} = 2.05 \text{ ms}$$

- يتم حساب أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج وهو على وجه الحائط.

$$M_{u \text{ max}} = q_{u \text{ soil}} \times \frac{c^2}{2} \times 1.0 = 22.5 \times \frac{(2.05)^2}{2} \times 1.0 = 47.28 \text{ m.t/m}^2$$

- يتم حساب العمق الفعال لمقاومة عزم الانحناء ($M_{u \text{ max}}$) وذلك لشريحة عرضها ١,٠٠ متر من المعادلة التالية :

$$d_m = k_u \sqrt{\frac{M_{u \text{ max}}}{b}} \approx 0.3 \sqrt{\frac{47.28 \times 10^5}{100}} = 65 \text{ cm}$$

- يتم حساب قيمة القوى القاصة عند القطاع الحرج للقص والذى يبعد مسافة قدرها (d) من وجه الحائط أو على مسافة (a) من نهاية وحافة القاعدة المسلحة.

$$a = c - d_{sh} = 2.05 - d_{sh}$$

$$\therefore Q_{u \text{ sh}} = a \times 1.0 \times q_{u \text{ soil}} = (2.05 - d_{sh}) \times 22.5$$

$$= 46.13 - 22.5 d_{sh} \text{ t/m}^2$$

- يتم حساب عمق الأساس المطلوب لمقاومة ($Q_{u \text{ sh}}$) من المعادلة :

$$q_{ush} = \frac{Q_{ush}}{b d_{sh}} \leq q_{uc} \quad (6 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore \frac{46.13 - 22.5 d_{sh}}{1.0 \times d_{sh}} \leq 60$$

$$\therefore d_{sh} = 55.9 \approx 60 \text{ cm}$$

∴ يؤخذ سمك القاعدة الفعال الأكبر وهو (65) وبالتالي سمكها الكلى $t = 70 \text{ cm}$

• يتم حساب قيمة الثابت (k_u) المناظر للعمق ٦٥ سم وهو فى هذه الحالة يناظر نفس القيمة السابقة المفروضة وهى ٠,٣ لرتبة الحديد والخرسانة ومن هذه القيمة (k_u) وباستخدام جداول المنحنيات للتصميم الأقصى للخرسانة (U.S.D) يتم إيجاد نسبة الحديد الرئيسى (μ) وذلك باستخدام المنحنيات (C) ، (D) وبحيث لا تقل هذه القيمة عن الحد الأدنى المسموح به (μ_{min}) ولا تزيد عن الحد الأقصى المسموح به (μ_{max}) وبالتالي يمكن إيجاد قيمة (A_s) وبالتالي عدد الأسياخ بعد اختيار القطر المناسب لسمك القاعدة وليكن $10 \phi 25 \text{ م.}$

• يتم اختيار قيمة الحديد الثانوى بما يعادل ٢٠% - ٣٠% من الحديد الرئيسى (A_s) وبحيث لا يقل عن $5 \phi 13 \text{ م.}$

• يتم التحقق من قيمة جهد التماسك الواقع على القطاع الحرج لعزم الانحناء وذلك بحساب (q_{ub}) كالتالى :

$$q_{ub} = \frac{Q_{ub}}{\Sigma o d_{act}} \leq 0.95 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} = (q_{cub})$$

$$Q_{ub} = c \times 1.0 \times q_{u \text{ soil}} = 2.05 \times 22.5 = 46.13 \text{ t/m}$$

، (Σo) هو محيط حديد التسليح الرئيسى.

$$q_{cub} = 0.95 \sqrt{\frac{200}{1.5}} = 11 \text{ kg/cm}^2$$

• يتم التحقق من طول الرباط للحديد الرئيسى بحيث لا يقل عن 40ϕ أو 40 سم أيهما أكبر.

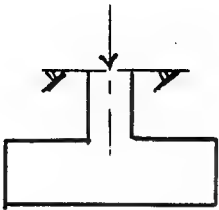


١-٩ مقدمة:

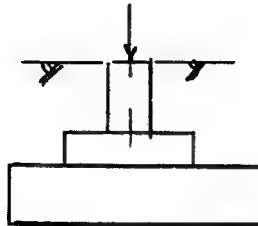
★ يمكن تعريف القواعد المنفصلة بأنها تلك القواعد المستقلة ذات العمود الواحد أو هي باختصار شديد بأنها القاعدة التي ينتقل إليها الحمل عن طريق عمود واحد فقط.

★ وقد يكون شكل القاعدة مربعاً أو مستطيلاً حسب شكل العمود حيث عادة ما يكون الأساس مربعاً في حالة العمود المربع أما إذا كان العمود مستطيل فيفضل له أساس أو قاعدة مستطيلة. هذا ويجب التنويه إلى أن الأساس المربع هو أبسط أنواع الأساسات للعمود المربع كما أنه يمكن تنفيذ القواعد المنفصلة المستطيلة للأعمدة المربعة في بعض الحالات الضرورية التي لا تصلح فيها القواعد المربعة مع مراعاة تساوى الرفرفة (بروز القاعدة المسحة عن العمود) في الاتجاهين ($C_1 = C_2$) كما هو مبين في الشكل (١-٩) حيث أن ذلك يبسط من إجراءات وخطوات الحل والتصميم.

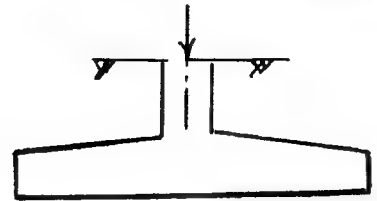
★ هذا ويجب التنويه إلى أن القواعد المنفصلة يمكن أن يكون عمقها ثابتاً على كامل أبعاد القاعدة أو غير ثابت (قاعدة مسلوبة) سطحها العلوى مائل أو ذات كراسى للأعمدة (pedestal column footing) وهذا الأخير يستخدم في حالة الرغبة لزيادة كل من مقاومة القص الثاقب وزيادة طول الأشاير المطلوبة لنقل الأحمال من العمود إلى القاعدة - شكل (١-٩).



قاعدة منفصلة ذات عمق ثابت



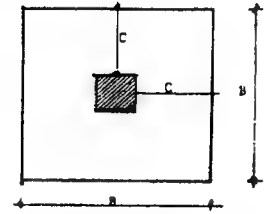
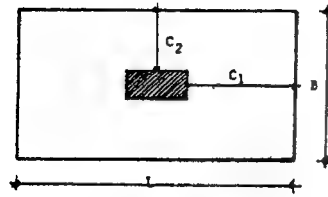
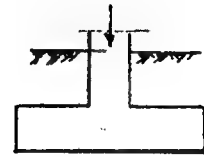
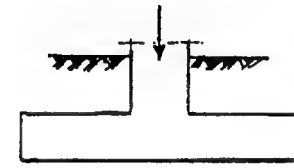
قاعدة ذات كراسى



قاعدة منفصلة مسلوبة

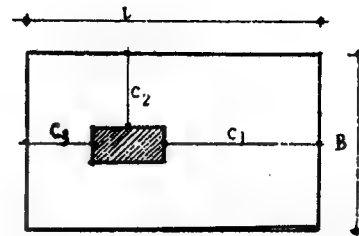
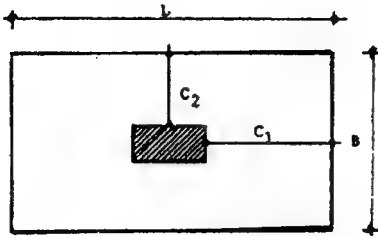
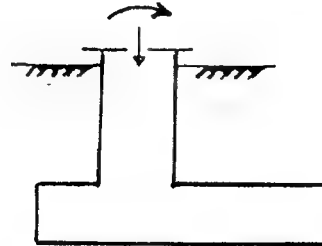
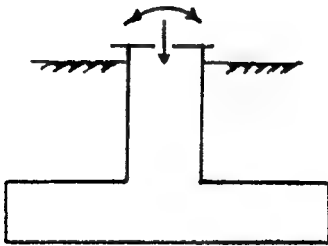
شكل (١-٩)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS



قاعدة مستطيلة ذات عمود
مستطيل وحمل محوري

قاعدة مربعة وذات عمود
مربع وحمل محوري



قاعدة مستطيلة ذات عمود مستطيل
وحمل غير محوري ذو اتجاهين

قاعدة مستطيلة ذات عمود مستطيل
وحمل غير محوري ذو اتجاه واحد
(حمل محوري + عزم انحناء)

تابع شكل (٩-١)

* هذا وتجدر الإشارة إلى أن القواعد المنفصلة يمكن أن تعرض إلى نوعين من

الأحمال :

- حمل محوري أو مركزي (يؤثر في مركز ثقل القاعدة).
- حمل غير محوري أو مركزي (حمل لا يؤثر في مركز ثقل القاعدة) أو بمعنى أصح تعرض القاعدة إلى (حمل محوري + عزم انحناء) وقد يكون عزم الانحناء هذا في اتجاه واحد أو في اتجاهين (Reversible moment) كما هو مبين بالشكل (٩-١).

٩-٢-٢ تصميم القواعد المنفصلة المعرضة لحمل محوري:

٩-٢-١ تصميم القواعد المنفصلة المربعة:

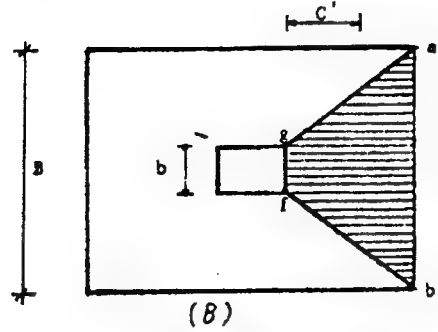
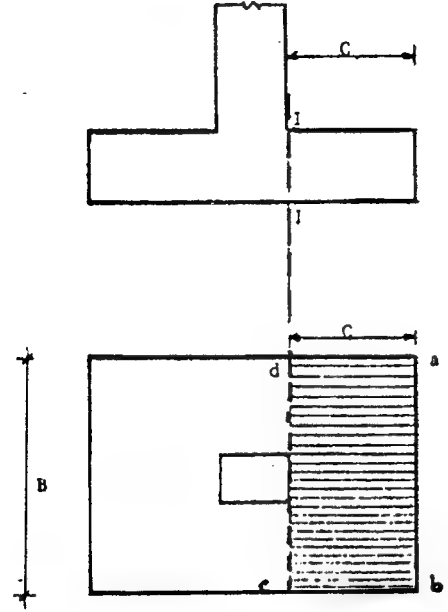
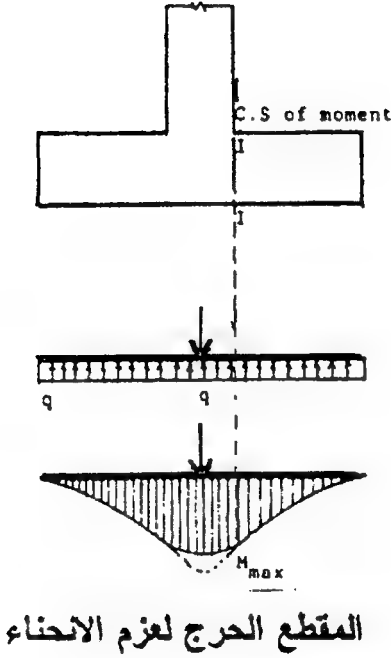
يبين الشكل (٩-٢) كروكي لقاعدة مربعة مسلحة منفصلة مرتكزة على التربة مباشرة وأن الحمل المنقول إليها من العمود المربع ذو الضلع (b) يقع في مركزها مع المعطيات التالية :

- أقصى حمل تشغيل حتى منسوب سطح الأرض الطبيعية ($P = P_{D.L} + P_{L.L}$) وذلك من حساب الأحمال الواقعة على العمود المتمركز مع القاعدة.
- منسوب وعمق التأسيس (D_f) ms من خواص وتقرير التربة.
- كثافة التربة (γ t/m³) من طبيعة ونوع التربة.
- جهد التربة الكلى المسموح به عند منسوب التأسيس (q_{all}) من خواص وتقرير التربة.
- رتبة ونوعية حديد التسليح والخرسانة المستخدمة في تنفيذ القاعدة المسلحة (f_y) ، (f_{cu}) وذلك من نوعية الحديد المستخدم والخرسانة المستخدمة.
- والمطلوب : تصميم القاعدة المربعة أي إيجاد أبعادها وسمكها وحديد تسليحها لتكون آمنة لمجابهة كافة أنواع الإجهادات المعرضة لها.

خطوات التصميم:

i - باستخدام طريقة المرونة (إجهادات التشغيل):

بالإشارة إلى الشكل (٢-٩).



حساب عزم الانحناء

شكل (٢-٩)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

١- يتم حساب أقصى حمل تشغيل متوقع على التربة عند منسوب التأسيس (P_T) وهو يعادل حمل التشغيل عند منسوب سطح الأرض (P) مجموعاً عليه وزن عمود التراب فوقه.

i.e. $P_T = P + \gamma_a D_f \cdot A \quad (t)$

٢- يتم حساب جهد التربة الصافي المسموح به عند منسوب التأسيس ($q_{n \text{ all}}$)

$$q_{n \text{ all}} = q_{\text{all}} - \gamma_a D_f \quad t/m^2$$

٣- يتم حساب مساحة القاعدة المربعة المطلوبة من المعادلات التالية :

$$A = B^2 = \frac{P_T}{q_{\text{all}}} \quad \text{or} \quad \frac{P}{q_{n \text{ all}}}$$

وعليه يتم تعيين عرض القاعدة (B) ويقرب إلى أقرب ٥ سم.

٤- يتم حساب أقصى إجهاد صافى فعلى واقع على التربة وذلك بدلالة العرض المقرب (B_{actual}) وذلك من المعادلة التالية :

$$q_{n \text{ all soil}} = \frac{P}{B^2_{\text{act.}}} \quad t/m^2$$

٥- يتم تحديد القطاعات الحرجة لعزم الانحناء (على وجه العمود) وللقوى القصية على بُعد (d) من وجه العمود، لقوى التماسك (على وجه العمود) وللقوى القصية الثاقبة على بُعد ($\frac{d}{2}$) من وجه العمود وكما هو مبين بالشكل (٩-٢).

٦- يتم حساب قيمة عزم الانحناء عند القطاع الحرج (شكل ٩-٢) مع اعتبار القاعدة كبلطة كابولية فى ناحيتى العمود ومعرضة إلى ضغط من أسفل إلى أعلى يعادل ($q_{n \text{ all soil}}$)، هذا وتجدر الإشارة إلى أن قيمة عزم الانحناء حول المقطع الحرج يمكن حسابها على أساس البلاطة الكابولية على شكل مستطيل ($a b c d$) أو على شكل شبه منحرف ($a b g f$) حيث :

i.e. $M_{\text{max}} = q_{n \text{ all soil}} \times A_{a b c d} \times \frac{c}{2} \quad (t.m)$ (على شكل مستطيل)

or $M_{\text{max}} = q_{n \text{ all soil}} \times A_{a b g f} \times c \quad (t.m)$ (على شكل شبه منحرف)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

حيث (c) : هى قيمة رفرقة القاعدة عن العمود بالنسبة للقطاع الحرج

$$\left[c = \frac{B - b_c}{2} \right]$$

، (c') : هى قيمة بُعد مركز ثقل شبه المنحرف (a b g f) عن وجه العمود

، (b_c) : هو عرض العمود

٧- يتم حساب قيمة العمق أو السمك المناظر لمقاومة عزم الانحناء (M_{max}) وذلك من المعادلة التالية المعروفة :

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b_{\text{strip}}}}$$

حيث (b_{strip}) هو عرض الشريحة المقاومة للعزم وتؤخذ كالاتى :

- حالة المستطيل (a b c d) عرض القاعدة B = b_{strip}

- حالة شبه المنحرف (a b g f) عرض القاعدة b_{strip} = b_c + 20

أى عرض العمود (b_c) مضافاً إليه ٢٠ سم.

فإذا ما طبقنا حالة المستطيل حيث (b_{strip} = B) فإن ذلك سوف يعطى

عمق (d_m) للأساس صغيرة. وإذا ما طبقنا حالة شبه المنحرف حيث

(b_{strip} = b_c + 20 cm) فإن ذلك سوف يعطى عمق (d_m) للأساس كبير.

هذا ويمكن اختيار عمق الأساس (d_m) قيمة وسط بين القيمتين

المناظرتين لحالة المستطيل وشبه المنحرف أو أخذ قيمة (d_m) بأى قيمة

مناسبة لإعطاء كميات مناسبة من الخرسانة وحديد التسليح وفى حالة

استخدام صلب على المقاومة يفضل استخدام (b_{strip} = B).

٨- يتم التحقق من أن العمق المحسوب من عزم الانحناء (d_m) كافى لمقاومة

إجهاد القص الثاقب (punching shear) وذلك حتى لا يتعدى أقصى إجهاد

قص واقع على القطاع الحرج للقص الثاقب عن أقصى إجهاد مسموح به

للقص الثاقب.

$$\text{i.e. } q_{\text{punching}} = \frac{Q_{\max p}}{d_p b_o} \leq q_{cp \text{ allowable}}$$

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

حيث $(Q_{\max p})$: أقصى حمل للقص الثاقب وتساوى

$$Q_{\max p} = q_{n \text{ all soil}} [B^2 - (b_c + d_p)^2]$$

وذلك باعتبار القطاع الحرج للقص الثاقب على بعد $(d/2)$ من وجه العمود

حيث (b_c) هو عرض العمود ، (d_p) هو العمق المناظر للقص الثاقب

، (b_o) هو طول المحيط للقطاع الحرج للقص الثاقب وهو يساوى $4(b_c + d_p)$

، $(q_{c p \text{ all}})$ هى أقصى إجهاد قص ثاقب مسموح به وهو يعادل $8,00$ كجم/سم²

$$\therefore \frac{q_{n \text{ all soil}} [B^2 - (b_c + d_p)^2]}{d_p \times 4(b_c + d_p)} \leq 80 \text{ t/m}^2$$

حيث المعلوم فى هذه المعادلة كل القيم ما عدا قيمة (d_p) والتي تستنتج من معادلة من الدرجة الثانية.

هذا ولسهولة الحل يمكن اعتبار القطاع الحرج للقص الثاقب على وجه الركيزة

حيث العمق (d_p) يكون أكبر من مثيله على بُعد $(\frac{d}{2})$ من وجه الركيزة أى كالاتى:

$$q_{n \text{ all soil}} = \frac{(B^2 - b_c^2)}{4 d_p b_c} \leq q_{\text{all p}} \quad (10 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{i.e. } d_p = \frac{q_{n \text{ all soil}} [B^2 - b_c^2]}{4 b_c \times q_{\text{all p}}}$$

٩- يتم التحقق من العمق المطلوب لأشواير العمود (column dowels) وليكن

(d_d) وذلك بحيث لا يتعدى إجهاد التماسك لحديد أشواير العمود عن الحد

الأقصى المسموح به للتماسك $(q_{b \text{ all}})$ وذلك بفرض أن قوة الضغط

القصوى المؤثرة على حديد العمود هى (P_s) وذلك للسبخ الواحد وهى

تساوى $(A_{sd} \times f_{s \text{ all}})$ وعليه فإن :

$$\frac{P_s}{\sum o d_d} = \frac{\sum A_{sd} \cdot f_{s \text{ dact}}}{\sum o \cdot d_d} \leq q_{b \text{ all}} \quad (10 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore d_d = \frac{\sum A_{sd} \cdot f_{s \text{ dact}}}{\sum o \cdot q_{b \text{ all}}} \text{ cm}$$

حيث (P_s) هى أقصى قوة ضغط واقعة على حديد التسليح للعمود وهى تساوى

القوة الكلية الواقعة على العمود المسلح (P) مطروحاً منه القوة

المقاومة بالقطاع الخرسانى للعمود $(P_c = A_c \times f_c)$

i.e. $P_s = P - P_c = P - A_c f_c$

وهى تساوى مجموع قوى الضغط الواقعة على أسياخ حديد العمود $(\sum A_{sd} \cdot f_{s \text{ act}})$ أى مجموع مساحة حديد تسليح العمود \times أقصى إجهاد ضغط فعلى واقع على حديد العمود

١٠- يتم تحديد العمق الفعلى (d_{act}) للقاعدة وهو أكبر قيمة للأعماق الثلاثة :
 (d_m) العمق اللازم لمقاومة عزم الانحناء ، (d_p) العمق اللازم للقص الثاقب، (d_d) العمق اللازم لأشواير العمود وبمعلومية هذا العمق (d_{act}) يتم حساب قيمة حديد التسليح (μ) المناظرة لقيمة أقصى عزم انحناء سابق (M_{max}) والمحسوب فى الخطوة رقم (٦) السابقة وذلك من المعادلة التالية :

$$\therefore d_{act} = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b_{strip}}} \longrightarrow k_1 \longrightarrow f_c \longrightarrow k_2$$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{M_{max}}{k_2 d_{act}} = \text{cm}^2 \quad (\mu_{min} < \mu < \mu_{max})$$

١١- يتم اختيار عدد أسياخ الحديد المناظرة لـ (A_s) وليكن $(n \phi / \text{strip})$. وبمساحة أكبر من المساحة المطلوبة $(A_{s \text{ req}})$ أى $A_{s \text{ act}} \geq A_{s \text{ req}}$.

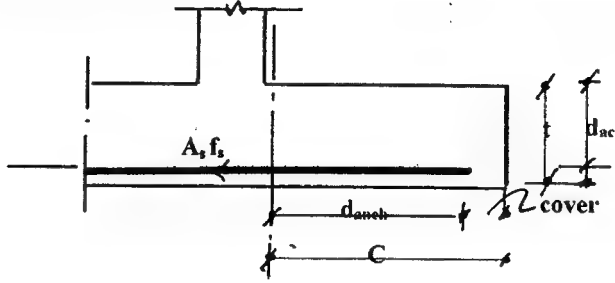
١٢- يتم التحقق من قيمة إجهاد التماسك للإحناء (flexural Bond) للحديد الرئيسى وذلك بحساب قيمة أقصى قوة قص عند القطاع الحرج للقاعدة وهو على بُعد (d) من وجه العمود ولتكن (Q_{max}) .

$$Q_{max} = q_{n \text{ all soil}} \times B \times C$$

$$q_b = \frac{Q_{max}}{0.87 \times d_{act} \Sigma o} \leq q_{b \text{ all}} \quad (10 \text{ kg/cm}^2)$$

فإذا لم يتحقق هذا الشرط يتم زيادة (Σo) بالتحكم فى قطر حديد التسليح.

١٣- يتم التحقق من قيمة تماسك الرباط (anchorage Bond) لحديد التسليح الرئيسى عند القطاع الحرج لعزم الانحناء وذلك من المعادلة التالية وطبقاً للكروكى التالى شكل (٣-٩) :



شكل (٣-٩)

$$q_b = \frac{A_s f_s}{O d_{\text{anchorage}}} \leq q_{b \text{ all}} \quad (10 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore d_{\text{anchorage}} = \frac{A_s f_s}{\Sigma O \cdot q_{b \text{ all}}} \text{ cm} > (c - \text{cover})$$

حيث (A_s) : هي مساحة الحديد الرئيسى المقاوم لعزم الانحناء

(f_s) : هي قوة إجهاد حديد التسليح

١٤- يتم التحقق من أقصى إجهاد قص على عمق القاعدة والمناظر لـ (d_{act})

وذلك عند القطاع الحرج للقص وهو على قطاع يبعد مساحة قدرها (d_{act})

من وجه الركيزة وذلك من المعادلات التالية :

$$Q_{\text{max sh}} = q_{n \text{ all soil}} \cdot B (C - d_{\text{act}})$$

$$q_{\text{max sh}} = \frac{Q_{\text{max sh}}}{0.87 b d_{\text{act}}} \leq q_{\text{sh all}} \quad (5 \text{ kg/cm}^2)$$

فإذا لم يتحقق ذلك فإنه يجب زيادة عمق القاعدة لمجابهة أى زيادة فى إجهادات القص.

ii- باستخدام طريقة التصميم القصوى للمقاومة:

١- يتم حساب مساحة القاعدة المربعة (العادية لو كان سمكها أكبر من ٣٠

سم أو المسلحة) المطلوبة بدلالة أحمال التشغيل ($P_{D.L} + P_{L.L}$)

$$\text{i.e. } A = B^2 = \frac{P_T}{q_{\text{all}}} \quad \text{or} \quad \frac{P_{D.L} + P_{L.L}}{q_{n \text{ all}}}$$

ومنها يتم إيجاد عرض أو طول ضلع القاعدة المربعة (B) ويقرب إلى أقرب ٥ سم.

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

٢- يتم حساب قيمة الحمل الأقصى (P_u) وذلك طبقاً للمعادلات التالية :

$$P_u = 1.4 P_{D.L} + 1.6 P_{L.L} \quad (L.L > 0.75 D.L)$$

$$\text{or } P_u = 1.5 (P_{D.L} + P_{L.L}) \quad (L.L \leq 0.75 D.L)$$

٣- يتم حساب قيمة الجهد الأقصى الصافي الواقع على التربة من المعادلة التالية :

$$f_{n \text{ ult}} = \frac{P_u}{B^2} \text{ t/m}^2$$

٤- يتم تحديد القطاعات الحرجة لكل من عزم الانحناء (على وجه العمود) والقوى القاصة على بُعد (d) من وجه العمود، وقوى التماسك (على وجه العمود) والقوى القاصة الثابتة على بُعد ($\frac{d}{2}$) من وجه العمود كما ذكرنا سابقاً.

٥- يتم حساب قيمة عزم الانحناء الأقصى عند القطاع الحرج ($M_{u \text{ max}}$) مع اعتبار القاعدة كبلطة كابولية في ناحيتي العمود ومعرضة إلى ضغط من أسفل إلى أعلى يعادل ($f_{n \text{ ult}}$) مع اعتبار البلاطة الكابولية إما على شكل مستطيل ($a b c d$) أو على شكل شبه منحرف ($a b g f$) وكما ذكرنا سابقاً (شكل ٩-٢) حيث :

$$M_{u \text{ max}} = f_{n \text{ ult}} \times A_{a b c d} \times \frac{c}{2} \text{ (t.m)} \quad \text{على شكل مستطيل}$$

$$\text{or } M_{u \text{ max}} = f_{n \text{ ult}} \times A_{a b g f} \times C' \text{ (t.m)} \quad \text{على شكل مستطيل}$$

حيث (c) : هي قيمة رفرفة القاعدة من العمود بالنسبة للقطاع الحرج

$$\left[C = \frac{B - b_c}{2} \right]$$

، (c') : هي قيمة بُعد مركز ثقل شبه المنحرف ($a b g f$) عن وجه العمود

، (b_c) : هو عرض العمود

٦- يتم حساب قيمة العزم أو السمك المناظر لمقاومة عزم الانحناء الأقصى

($M_{u \text{ max}}$) وذلك من معادلات التصميم الحدى لمقاومة القطاعات

الخرسانية وهي :

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

$$d_m = k_u \sqrt{\frac{M_{u \max}}{b_{\text{strip}}}} = 0.4 \sqrt{\frac{M_{u \max}}{b_{\text{strip}}}} \quad (k_u = 0.3 - 0.5)$$

حيث (b_{strip}) : هو عرض الشريحة المقاومة للعزم وتؤخذ كالتالي :

- حالة المستطيل (a b c d) عرض الشريحة = عرض القاعدة

$$b_{\text{strip}} = B =$$

- حالة شبه المنحرف (a b g f) عرض الشريحة = $b_c + 20$

أي عرض العمود (b_c) مضافاً إليه ٢٠ سم.

هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يمكن اعتبار عمق الأساس (d_m) قيمة وسط بين القيمتين المناظرتين لحالة المستطيل وشبه المنحرف أو أخذ قيمة (d_m) بأى قيمة مناسبة لإعطاء كميات مناسبة من الخرسانة وحديد التسليح وفى حالة استخدام صلب عالى المقاومة يفضل استخدام $(b_{\text{strip}} = B)$.

٧- يتم التحقق من أن العمق المحسوب لمقاومة عزم الانحناء (d_m) كافى لمجابهة أقصى إجهادات للقص الثاقب (Ultimate Punching Shear) وذلك حتى لا يتعدى أقصى إجهاد قص ثاقب واقع على القطاع الحرج للقص الثاقب عن القيمة القصوى لإجهاد القص الثاقب والتي تتوقف على رتبة ومقاومة الخرسانة وأبعاد العمود.

$$\text{i.e.} \quad q_{u \text{ punching}} = \frac{Q_{u \max p}}{d_p b_o} \leq q_{cu p}$$

حيث $(Q_{u \max p})$: هى أقصى قوة قص ثاقبة عند القطاع الحرج

وباعتبار القطاع الحرج للقص على بُعد $\left(\frac{d_p}{2}\right)$ من وجه العمود

$$\therefore Q_{u \max p} = f_{n \text{ ult}} [B^2 - (b_c + d_p)^2]$$

حيث (b_c) : هو عرض العمود

، (d_p) : هو العمق المناظر للقص الثاقب

، (b_o) : هو طول المحيط للقطاع الحرج للقص الثاقب وهو يساوى $4(b_c + d_p)$

، $(q_{cu p})$: هى قيمة المقاومة القصوى للقص الثاقب لرتبة الخرسانة وهى

تعادل $\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}}$ أى حوالى ١٢,٠٠ كجم/سم^٢ لرتبة الخرسانة ما بين

٢٠٠ ، ٢٢٥ كجم/سم^٢.

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

$$\therefore \frac{f_{nut} [B^2 - (b_c + d_p)^2]}{d_p \times 4 (b_c + d_p)} \leq 120 \text{ t/m}^2$$

حيث المعلوم في هذه المعادلة كل القيم ما عدا قيمة (d_p) والتي تستنتج بحل المعادلة من الدرجة الثانية.

هذا أيضاً لسهولة الحل يمكن اعتبار أن القطاع الحرج للقص على وجه الركيزة وهذا في جانب الأمان.

$$\text{i.e. } f_{nut} \frac{[B^2 - b_c^2]}{4 d_p b_c} \leq 120 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore d_p = \frac{f_{ult} [B^2 - b_c^2]}{4 b_c \times 120} \text{ (ms)}$$

٨- يتم التحقق من العمق المطلوب لأشبار العمود (Column dowels) وليكن (d_d) وذلك بحيث لا يتعدى أقصى إجهاد تماسك لحديد أشبار العمود عن أقصى إجهاد تماسك بين حديد التسليح والخرسانة (q_{cub}) وذلك بغرض أن قوة الضغط القصوى المؤثرة على حديد التسليح هي (P_{us}) وهي تساوى $(A_{sd} \times f_{sy} / \gamma_s)$ وذلك للشيخ الواحد وعليه فإن :

$$\frac{P_{us}}{\sum o d_d} = \frac{\sum A_{sd} \cdot f_{sy} / \gamma_s}{\sum o \cdot d_d} \leq q_{cub} \left(0.95 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} (10-12 \text{ kg/cm}^2) \right)$$

$$\text{i.e. } d_d = \frac{\sum A_{sd} \cdot f_{sy} / \gamma_s}{\sum o \times q_{cub}} \text{ (cm)}$$

٩- يتم تحديد العمق الفعلى للقاعدة (d_{act}) وهى أكبر قيمة للأعماق الثلاثة السابقة (d_m) ، (d_p) ، (d_d) وبمعلومية هذا العمق (d_{act}) يتم حساب قيمة حديد التسليح (μ) المناظرة لأقصى قيمة لعزم الانحناء $(M_{u \max})$ والمحسوب طبقاً للمعادلة التالية :

$$d_{act} = k_u \sqrt{\frac{M_{u \max}}{b_{strip}}} \longrightarrow k_u$$

وبمعلومية (k_u) يتم إيجاد قيمة نسبة حديد التسليح الرئيسى (μ) وذلك باستخدام المنحنيات (C) ، (D) والخاصة بالتصميم الحدى للمقاومة (شكل مرفقات) وبحيث

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

لا تقل هذه النسبة عن الحد الأدنى المسموح به لنسب حديد التسليح (μ_{min}) ولا تزيد عن الحد الأقصى لها (μ_{max}) وذلك حسب القيم المعطاة والمناظرة لرتبة حديد التسليح المستخدم (f_y).

١٠- يتم اختيار قطر حديد التسليح المستخدم وبالتالي عدد الأسياخ المناظرة لمساحة حديد التسليح ($A_s = \mu \times B \cdot d_{act}$) وليكن ($n \phi$) وبمساحة أكبر من المساحة المطلوبة ($A_{s req}$). $A_{s act} \geq A_{s req}$ i.e. وبحيث لا يقل عن $5 \phi / 13$ م.

١١- يتم التحقق من قيمة أقصى إجهاد تماسك للإنحناء (Ultimate flexural Bond) للحديد الرئيسى وذلك بحساب أقصى قيمة لإجهاد التماسك مناظرة لأقصى قوة قص عند القطاع الحرج للقص وهو على بُعد (d) من وجه العمود ولتكن ($Q_{u max}$).

$$\text{i.e. } q_{ub} = \frac{Q_{ub}}{\Sigma o \cdot d_{act}} \leq q_{cbu} = 0.95 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} (10-12 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{where } Q_{ub} = Q_{u max} = f_{n ult soil} \times A_{a b c d} \quad (t)$$

وذلك بفرض البلاطة الكابولية على شكل مستطيل

$$Q_{ub} = Q_{u max} = f_{n ult soil} \times A_{a b g f}$$

وذلك بفرض البلاطة الكابولية على شكل منحرف

، (Σo) : هو مجموع محيط الأسياخ الرئيسة المقاومة لأقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج

، (d_{act}) : هو عمق القاعدة الحقيقى الذى قاوم كل من الإجهادات السابقة فى الخطوات السابقة

فإذا لم يتحقق هذا الشرط يجب إما زيادة العمق (d_{act}) أو زيادة عدد الأسياخ بتقليل القطر بشرط ألا يقل عن 13ϕ م.

١٢- يتم التحقق من قيمة قوة تماسك الرباط (Anchorage Bond) لحديد التسليح الرئيسى عند القطاع الحرج لعزم الانحناء الأقصى وذلك من المعادلة التالية:

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

$$q_{ub} = \frac{A_s f_y / \gamma_s}{\Sigma o \cdot d_{\text{anchorage}}} \leq q_{cbu} = 0.98 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad (10-12 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{i.e. } d_{\text{anchorage}} = \frac{A_s f_y / \gamma_s}{\Sigma o \cdot q_{cbu}} \text{ cm} > (c - \text{cover})$$

فإذا تعدت يجب زيادة عمق القاعدة وذلك لتلافى الانهيار بالتماسك للحديد الرئيسى

حيث (A_s) : هى مساحة الحديد الرئيسى المقاوم لعزم الانحناء الأقصى $\cdot (M_u \text{ max})$

$$\gamma_s = 1.15 \quad ,$$

(f_y) : هى إجهاد الخضوع لحديد التسليح الرئيسى المستخدم

(q_{cbu}) : هو أقصى إجهاد تماسك لنوعية الخرسانة المستخدمة

١٣- يتم التحقق من أقصى إجهاد قص على عمق القاعدة والمناظر للعمق

(d_{act}) وذلك عند القطاع الحرج للقص وهو القطاع الذى يبعد مسافة

قدرها (d_{act}) من وجه العمود أو الركيزة وذلك من المعادلات التالية :

$$Q_{u \text{ shear}} = f_{n \text{ ult soil}} \cdot B (c - d_{act})$$

$$q_{u \text{ shear}} = \frac{Q_{u \text{ shear}}}{b d_{act}} \leq q_{cu} \quad (6 \text{ kg/cm}^2)$$

فإذا لم يتحقق هذا الشرط فإنه يجب زيادة عمق القاعدة لمجابهة أى زيادة فى إجهادات القص الأقصى الواقع على الخرسانة.

مثال:

المطلوب تصميم القاعدة المسلحة المربعة وذلك لعمود محورى أبعاده

٤٠×٤٠ سم ومسلح بعدد ٨ ϕ ١٦ مم ومحمل بحمل تشغيلى كلى ٨٠ طن.

الإجهاد الصافى المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس ($q_{n \text{ all}} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

وحديد التسليح رتبة ٣٥/٢٤ والخرسانة العادية رتبة C 150 والمسلحة رتبة

C 200.

الحل:

(أ)

باستخدام طريقة التصميم المرن:

- بفرض القاعدة المسلحة ترتكز على قاعدة عادية وحيث أن جهد التربة الصافي المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس يعادل ١٠ طن/م^٢ إذن يمكن إيجاد مساحة القاعدة العادية بحيث لا تتعدى الإجهادات الواقعة على التربة قيمة هذا الجهد المسموح به.
- أى أن مساحة القاعدة العادية تعادل =

$$\begin{aligned} \text{i.e. } A_{\text{plain concrete}} &= \frac{P_{\text{working}}}{q_{n \text{ all}}} \\ &= \frac{80}{10} = 8.0 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

وحيث أن العمود مربع فإن القاعدة تكون مربعة أيضاً مثل القاعدة المسلحة المطلوبة.

∴ عرض القاعدة العادية يعادل :

$$\therefore B = \sqrt{A} = \sqrt{8} = 2.83 \text{ m}$$

تؤخذ ثلاثة متر

$$\text{i.e. } B_{\text{plain}} = 3.0 \text{ ms}$$

أى الإجهاد الصافي الفعلى الواقع على التربة يعادل $0.88 = \frac{80}{3 \times 3}$ كجم/سم^٢ وهو أقل من الواحد كجم/سم^٢

• ولإيجاد سمك القاعدة العادية (t) يتم فرض قيمة بروز العادية عن

المسلحة وليكن ٤٠ سم $C_{\text{plain}} = 40 \text{ cm}$ i.e. وبدلالة العلاقة بين البروز

(c) والسمك (t) يمكن إيجاد هذا السمك وحيث أنه من الجدول (٧-١٢)

فإنه لجهد تربة يعادل ١,٠٠ كجم/سم^٢ فإن :

$$C = 1.15 t \quad \therefore 40 = 1.15 t \rightarrow t = \frac{40}{1.15} = 35 \text{ cm}$$

أى أن سمك العادية يؤخذ ٣٥ سم وبروزها يعادل ٤٠ سم وهى فعالة فى

هذه الحالة حيث سمكها أكبر من ٣٠ سم.

• بمعلومية بروز العادية يتم إيجاد مساحة القاعدة المسلحة.

$$\therefore \text{مساحة القاعدة المسلحة } (A_{R.C}) = (B_p - 2c)^2$$

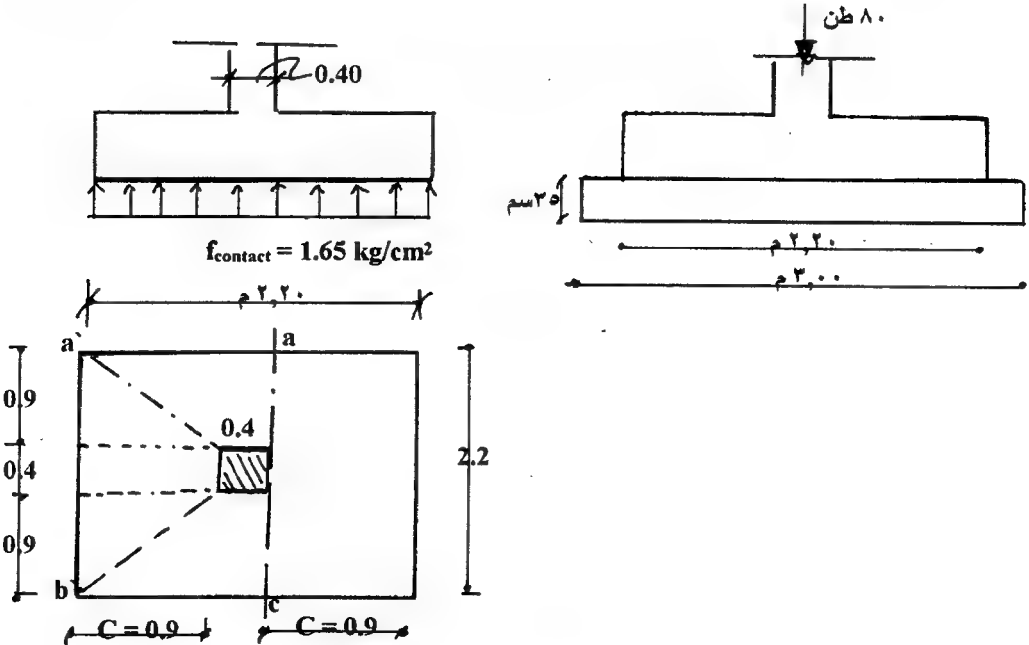
DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

- وأن طول ضلع القاعدة المسلحة يعادل $(B_{R.C}) = (3.0 - 2 \times 0.4) = 2.2$ متر
- لإيجاد سمك القاعدة المسلحة يتم إيجاد قيمة إجهاد التماس بين العادية والمسلحة والتحقق منه بشرط ألا يزيد عن ٥,٠٠ كجم/سم^٢.
 - ∴ قيمة إجهاد التماس

$$\therefore f_{\text{contact}} = \frac{P}{A_{R.C}} = \frac{80}{(2.2)^2} = 16.53 \text{ t/m}^2$$

وهي قيمة تعادل ١,٦٥ كجم/سم^٢ وهي أقل من ٥,٠٠ كجم/سم^٢ ∴ مساحة القاعدة المسلحة آمنة.

- وبمعلومية إجهاد التماس يمكن تصميم وإيجاد سمك القاعدة المسلحة لمجابهة جميع أنواع الإجهادات المتولدة على القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء والقص والقص الثاقب والتماسك الخ.
- بالنسبة لمقاومة عزم الانحناء يتم حساب قيمة أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج وهو وجه العمود وذلك باعتبار القاعدة كبلطة كابولية على شكل مستطيل أو شبه منحرف من ناحيتي العمود ومعرضة إلى ضغط من أسفل إلى أعلى يعادل (f_{contact}) كما هو مبين بالشكل (٩-٤).



شكل (٩-٤)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

البلاطة كابولية على شكل مستطيل :

$$\begin{aligned}\therefore M_{\max} &= f_{\text{contact}} \times A_{a b c d} \times \frac{c}{2} \\ &= 16.5 \times 2.2 \times 0.9 \times \frac{(0.9)^2}{2} = 14.70 \text{ m.t}\end{aligned}$$

البلاطة كابولية على شكل شبه منحرف :

$$\begin{aligned}\therefore M_{\max} &= f_{\text{contact}} \times A_{a b g f} \cdot c \\ &= 16.5 \left[2 \times \frac{1}{2} \times 0.9 \times 0.9 \times \frac{2}{3} \times 0.9 + 0.4 \times 0.9 \times \frac{0.9}{2} \right] \\ &= 10.69 \text{ m.t}\end{aligned}$$

يتم إيجاد سمك القاعدة لمقاومة كل من عزوم الانحناء السابقة (d_m) حيث:

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b_{\text{strip}}}}$$

في حالة المستطيل تؤخذ $b_{\text{strip}} = B = 2.2 \text{ m}$

$$\therefore d_m = 0.361 \sqrt{\frac{14.7 \times 10^5}{220}} = 29.5 \text{ cm}$$

في حالة شبه المنحرف تؤخذ $b_{\text{strip}} = b_c + 20 \text{ cm}$

$$\text{i.e. } b_{\text{strip}} = 40 + 20 = 60 \text{ cm}$$

$$\therefore d_m = 0.361 \sqrt{\frac{10.69 \times 10^5}{60}} = 48.2 \text{ cm}$$

وواضح أن قيمة (d_m) لحالة شبه المنحرف أكبر من تلك لحالة المستطيل

\therefore يتم أخذ متوسط القيمتين لـ (d_m)

$$\text{i.e. take } d_m = \frac{29.5 + 48.2}{2} = 39.0 \text{ cm}$$

$$\text{take } t = 45 \text{ cm} \quad , \quad d_{\text{m act}} = 39.0 \text{ cm}$$

يتم التحقق من أن العمق المحسوب من عزم الانحناء (d_m) كافى لمجابهة

جميع أنواع الإجهادات الخاصة بمقاومة القص الثاقب والقص المصاحب لعزم الانحناء والتماسك والرباط الخ.

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

• بالنسبة لمقاومة القص الثاقب يجب ألا يتعدى أقصى إجهاد قص ثاقب عند القطاع الحرج (على بُعد $\frac{d}{2}$ من وجه العمود) القيمة المسموح بها للقص الثاقب.

$$\text{i.e. } q_{\text{punching}} = \frac{Q_{\text{max punching}}}{d_p b_o} \leq q_{cp \text{ all}} \quad (8 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore Q_{\text{max punching}} = f_{\text{contact}} [B^2 - (b_c + d_p)^2]$$

$$b_o = 4 (b_c + d_p)$$

$$\therefore \frac{f_{\text{contact}} [B^2 - (b_c + d_p)^2]}{d_p \times 4 [b_c + d_p]} \leq 80$$

$$\therefore \frac{16.5 [(2.2)^2 - (0.4 + d_p)^2]}{d_p \times 4 (0.4 + d_p)} \leq 80$$

وهي معادلة درجة ثانية في (d_p)

$$\text{i.e. } 79.86 - 2.64 - 16.5 d_p^2 - 13.2 d_p = 128 d_p + 320 d_p^2$$

$$\therefore 336.5 d_p^2 + 141.2 d_p - 77.26 = 0$$

$$\therefore d_p^2 + 0.42 d_p - 0.23 = 0$$

$$\therefore d_p = \frac{-0.42}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(0.42)^2 + 4 \times 0.23}$$

$$= -0.21 \pm 0.52 = 0.31 \text{ m} < d_m \quad (o.k)$$

هذا ولتسهيل الحل وإعطاء قيمة أكبر لـ (d_p) فإنه يتم أخذ القطاع الحرج على وجه الركيزة للقص.

$$\text{i.e. } f_{\text{contact}} = \frac{|B^2 - b_c^2|}{4 d_p b_c} \leq q_{cp} \quad (10 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore \frac{16.5 [(2.2)^2 - (0.4)^2]}{4 d_p \times 0.4} \leq 100$$

$$\therefore d_p = \frac{16.5 \times 4.68}{4 \times 100 \times 0.4} = 48.3 \text{ cm}$$

∴ يتم أخذ $d = 48 \text{ cm}$ والعمق الكلى للقاعدة يعادل ٥٥ سم

• يتم التحقق من العمق المطلوب لأشبار العمود (Column dowels)

وليكن (d_d) يتم حساب القوة المقاومة بحديد تسليح العمود وليكن (P_s)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

وهي تعادل القوة الكلية مطروحاً منها القوة المقاومة بالخرسانة أى

$$\therefore (P_s = P - P_c)$$

$$\therefore P_c = A_c f_{c \text{ all comp.}} = 40 \times 40 \times 45 = 72 \text{ ton}$$

$$\therefore P_s = 80 - 72 = 8 \text{ ton}$$

$$\therefore q_b = \frac{P_s}{\Sigma o \cdot d_d} \leq q_{b \text{ all}} \quad (10 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\Sigma o = \pi \times 8 \times 1.6 = 40.2 \text{ cm} \quad \text{مجموع محيط أسياخ العمود}$$

$$\therefore \frac{8 \times 10^3}{40.2 \times d_d} \leq 10 \rightarrow d_d = 19.9 \text{ cm} < 48 \text{ cm} \quad (\text{o.k}) \text{ safe}$$

يتم حساب مساحة الحديد اللازمة لمقاومة أقصى عزم انحناء مع عمق القاعدة يعادل ٥٥ سم.

$$\therefore d_{act} = 50 \text{ cm}$$

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b_{strip}}}$$

$$\therefore 50 = k_1 \sqrt{\frac{14.7 \times 10^5}{60}} \rightarrow k_1 = 0.32 \rightarrow \alpha = 0 \rightarrow k_2 = 1220$$

$$\therefore A_{s \text{ req}} = \frac{M_{max}}{k_2 d_{act}} = \frac{14.7 \times 10^5}{1220 \times 50} = 24.1 \text{ cm}^2$$

take 19 ϕ 13 ms / 220 cm

$$\text{check} \quad \mu_{act} \% = \frac{25.08}{220 \times 50} = 0.228 \% < 0.25 \%$$

$$A_{s \text{ min}} < 1.3 A_{s \text{ req}} = 1.3 \times 24.1 = 31.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{or} \quad \mu_{min} < 0.25 \% \text{ for mild steel} \rightarrow A_{s \text{ min}} = \frac{0.25}{100} \times 220 \times 50 = 27.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{i.e. take } A_{s \text{ act}} = 16 \phi 16 \text{ mm } (32.0 \text{ cm}^2) > A_{s \text{ min}} (\text{o.k})$$

أى يتم توزيع الـ ١٦ سيخ قطر ١٦ مم على عرض القاعدة وهو ٢٢٠ سم
 بواقع ٧,٣ ϕ ١٦ /م فى الاتجاهين العرضى والطولى للقاعدة.

يتم التحقق بعد ذلك من قيمة إجهاد التماسك للإحناء (flexural bond)

للحديد الرئيسى وذلك بحساب قيمة أقصى قوة قص عند القطاع الحرج

لعزم الانحناء وهو على وجه العمود ولتكن (Q_{max}) .

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

$$\therefore Q_{\max b} = f_{\text{contact}} \times B \times C$$

$$= 16.5 \times 2.2 (0.95) = 34.49 \text{ (t)}$$

$$\therefore q_{\text{bond}} = \frac{Q_{\max}}{0.87 \sum o d_{\text{act}}} \leq q_{\text{ball}} \text{ (10 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\therefore \frac{34.49 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 1.6 \times 16 \times 50} = 9.86 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2$$

(o.k) safe

• يتم التحقق من قيمة تماسك الرباط (anchorage bond) لحديد التسليح الرئيسي عند القطاع الحرج لعزم الانحناء وطبقاً للكروكي التالي :

$$\therefore q_b = \frac{A_s f_s}{o d_{\text{anchorage}}} \leq q_{\text{ball}} \text{ (10 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\therefore d_{\text{anchorage}} = \frac{2.0 \times 1400}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 55.7 \text{ cm}$$

ويجب ألا يزيد هذا الطول عن (c-cover) أى عن (0.05 - 0.95) أى عن ٩٠ سم.

• يتم التحقق من أقصى إجهاد قص واقع على القطاع الحرج لقوى القص المصاحبة لعزوم الانحناء وهو على بُعد (d) من وجه العمود بشرط ألا تتعدى قيمة هذه الإجهادات عن أقصى إجهادات قص مسموح بها للخرسانة.

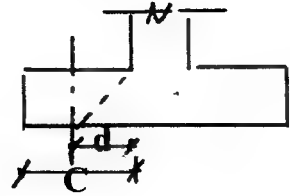
$$\text{i.e. } q_{\max sh} = \frac{Q_{\max sh}}{0.87 b d_{\text{act}}} \leq q_{s \text{ all}} \text{ (5 kg/cm}^2\text{)}$$

وذلك بفرض قطاع وسك القاعدة ثابت على كامل عرضها وطولها.

$$\therefore Q_{u \max sh} = f_{\text{contact}} \times B (c - d_{\text{act}}) = 16.5 \times 2.2 (0.95 - 0.4) = 16.34 \text{ t}$$

$$\therefore Q_{\max sh} = \frac{16.34 \times 10^3}{0.87 \times 220 \times 50} = 1.71 \text{ kg/cm}^2 < 5.0 \text{ (o.k) safe}$$

أى أن عمق القاعدة الكلى وهو ٥٥ سم وبتسليح ١٦ φ ١٦ مم موزعة على كامل العرض وهو ٢٢٠ سم كافى وآمن لمقاومة جميع أنواع الإجهادات المتولدة والمؤثرة على القاعدة المسلحة.



ب) باستخدام طريقة التصميم القصوى للمقاومة:

- بفرض أن أقصى جهد للتربة عند منسوب التأسيس يعادل ٢,٠٠ طن/م^٢ وبفرض أن الحمل الحسى أقل من ٠,٧٥ قيمة الحمل الميت إذن يمكن التعامل مع القاعدة العادية على أساس أنها معرضة إلى حمل أقصى قدره (P_u) عند منسوب التأسيس قدره

$$P_u = 1.5 (P_{D.L} + P_{L.L}) = 1.5 P_{working} \\ = 1.5 \times 80 = 120 \text{ t}$$

$$\text{أى أن مساحة القاعدة العادية تعادل } 6,00 \text{ متر}^2 = \frac{120}{20} = \frac{P_u}{q_{u \text{ soil}}}$$

- وحيث أن العمود مربع فإن القاعدة تكون مربعة أيضاً وبعرض يعادل $B_{plain} = \sqrt{6}$

$$\text{i.e. } B_{plain} = 2.45 \text{ m} \rightarrow \text{take } 2.50 \text{ m}$$

- لإيجاد سمك القاعدة العادية (t) يتم فرض بروز العادية وليكن ٤٠ سم ($C_{plain} = 40 \text{ cm}$) وبدلالة العلاقة بين البروز (c) والسمك (t) يمكن إيجاد هذا السمك حيث :

$$C = 1.15 t \rightarrow \therefore 40 = 1.15 t \rightarrow t = 35 \text{ cm}$$

حيث سمكها أكبر من ٣٠ سم فهي فعالة

- وبمعلومية بروز العادية إذن يتم إيجاد مساحة القاعدة المسلحة.

$$\therefore (B_{pl} - 2c)^2 = A_{R.C}$$

$$\text{أى طول ضلع القاعدة المسلحة يعادل } (B_{pl} - 2 \times 0.4) = 1,70 \text{ متر.}$$

- ولإيجاد سمك القاعدة المسلحة يتم إيجاد قيمة إجهاد التلامس بين العادية والمسلحة بشرط ألا يزيد عن مقاومة الارتكاز لنوعية الخرسانة العادية.

$$\text{i.e. } f_{contact} = \frac{P_u}{Q_{R.C}} = \frac{120}{(1.7)^2} = 41.5 \text{ t/m}^2 \leq f_{cu \text{ bearing}}$$

$$f_{cu \text{ bearing}} = 0.67 \sqrt{\frac{A_{pl}}{A_{R.C}}} \cdot \frac{f_{cu}}{\gamma_c} = 0.67 \sqrt{\frac{(2.5)}{(1.7)}} \times \frac{180}{1.5} = 97.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{i.e. } f_{contact} < f_{cu \text{ bearing}} \quad (o.k)$$

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

- يتم حساب أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج على وجه العمود باعتبار القاعدة بلاطة كابولية على شكل مستطيل.

$$M_{u \max} = f_{\text{contact}} \times A_{\text{abcd}} \times \frac{c}{2}$$

$$c = \left(\frac{B - b_c}{2} \right) = \frac{1.7 - 0.4}{2} = 0.65 \text{ ms}$$

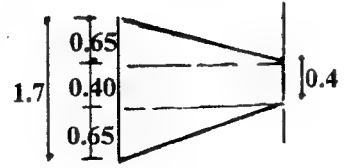
$$\therefore M_{u \max} = 41.5 \times 1.7 \times 0.65 \times \frac{(0.65)}{2} = 14.9 \text{ m.t}$$

وباعتبار القاعدة بلاطة على شكل شبه منحرف

$$\therefore M_{u \max} = f_{\text{contact}} \times A_{\text{abgf}} \cdot c'$$

$$= 41.5 \left[2 \times \frac{1}{2} \times 0.65 \times 0.65 \times \frac{2}{3} \times 0.65 + 0.4 \times 0.65 \times \frac{0.65}{2} \right]$$

$$= 11.1 \text{ m.t}$$



- يتم إيجاد سمك القاعدة لمقاومة عزوم الانحناء السابقة (d_m).

$$\therefore d_m = k_u \sqrt{\frac{M_{u \max}}{b_{\text{strip}}}} = 0.4 \sqrt{\frac{14.9 \times 10^5}{220}} = 33 \text{ cm}$$

أى على أساس كابولى مستطيل

وعلى أساس كابولى شبه منحرف

$$\text{or } d_m = 0.4 \sqrt{\frac{11.1 \times 10^5}{60}} = 54 \text{ cm}$$

وواضح أيضاً أن قيمة (d_m) على أساس شبه منحرف أكبر من نظيرتها على شكل مستطيل لذلك نأخذ متوسط القيمتين لتمثلاً قيمة فرضية لعرق القاعدة.

$$\text{i.e. take } d_m = \frac{54 + 33}{2} = 43.5 \text{ cm} \longrightarrow d_{\text{act}} = 44 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow t = 50 \text{ cm}$$

- يتم التحقق من أن العمق المناظر لمقاومة عزم الانحناء الأقصى (M_{u max}) كافى لمجابهة جميع أنواع الإجهادات المتولدة على القاعدة من قص ثاقب وتماسك و الخ.

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

بالنسبة للقص الثاقب:

$$q_{u \text{ punching}} = \frac{Q_{u \text{ max punching}}}{d_p b_o} \leq q_{\text{cup.}}$$

حيث ($Q_{u \text{ max punching}}$) هي أقصى قوة قص ثاقب عند القطاع الحرج على بُعد $\left(\frac{d}{2}\right)$ من وجه الركيزة وباعتبار القطاع الحرج على بُعد $\left(\frac{d_p}{2}\right)$ وجه العمود.

$$\therefore Q_{u \text{ max punching}} = f_{u \text{ contact}} [B^2 - (b_c + d_p)^2]$$

$$B = 1.7 \text{ ms}, \quad b_c = 0.4 \text{ ms}$$

$$b_o = 4 (b_c + d_p) = 4 (0.4 + d_p) = 1.6 + 4 d_p$$

$$q_{\text{cup}} = \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \cong 12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore Q_{u \text{ max punching}} = 41.5 [(1.7)^2 - (0.4 + d_p)^2] =$$

$$\frac{41.5 [(1.7)^2 - (0.4 + d_p)^2]}{d_p \times (1.6 + 4 d_p)} \leq 120$$

$$(1.7)^2 - 0.16 - 0.8 d_p - d_p^2 = 4.63 d_p + 11.57 d_p^2$$

$$\therefore d_p^2 + 0.43 d_p - 0.217 = 0$$

$$\therefore d_p = \frac{-0.43}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(0.43)^2 + 4 \times 0.217} = -0.22 \pm 0.51 = 0.29 \text{ ms}$$

$$\therefore d_p < d_m$$

هذا ولتسهيل الحل وإعطاء قيمة أكبر لـ (d_p) فإنه يتم أخذ القطاع الحرج على وجه الركيزة.

$$\therefore f_{\text{contact}} \frac{|B^2 - b_c^2|}{4 d_p b_c} \leq q_{\text{ucp}} (120 \text{ t/m}^2)$$

$$\therefore \frac{41.5 [(1.7)^2 - (0.4)^2]}{4 \times d_p \times 0.4} \leq 120$$

$$\therefore d_p = \frac{41.5 \times 2.73}{120 \times 4 \times 0.4} = 0.59 \text{ ms} = 59 \text{ cm}$$

\therefore يتم أخذ $d_p = 60 \text{ cm}$ والعمق الكلى يعادل ٦٥ سم.

• يتم التحقق من العمق المطلوب لأشواير العمود (Column dowels) وليكن

(d_d) وبحيث لا يتعدى أقصى إجهاد تماسك لحديد أشواير العمود عن أقصى

إجهاد تماسك واقع على هذه الأشواير، وبفرض أن قوة الضغط المؤثرة

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

على حديد العمود هي (P_{us}) وهي تساوى ($\Sigma A_{sd} \times f_{sy} / \gamma_s$) وعليه حيث ($\gamma_s = 1.15$) فإن :

$$\frac{P_{us}}{\Sigma o \times d_d} = \frac{\Sigma 0.87 A_{sd} \cdot f_{ys}}{\Sigma o \times d_d} \leq q_{cub} (10-12 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{i.e. } d_d = \frac{0.87 \Sigma A_{sd} \cdot f_{ys} / \gamma_s}{\Sigma o \times q_{cub}} = \frac{0.87 \times (8 \times 2) \times 2400}{3.14 \times 1.6 \times 8 \times 11.0} = 75.6 \text{ cm}$$

$$> 60 \text{ cm}$$

∴ فى هذه الحالة يتم إيجاد القوى القصوى الواقعة على الحديد بالفعل ($P_{us \text{ act}}$) وذلك بطرح قيمة (P_{uc}) من (P_u) حيث :

$$P_{uc} = 0.35 A_{cc} \cdot f_{cu} = 0.35 \times 40 \times 40 \times 200 = 112 \text{ ton}$$

$$\therefore P_{us} = P_u - P_{uc} = 120 - 112 = 8.0 \text{ ton}$$

$$\therefore d_d = \frac{P_{us}}{\Sigma o \times q_{cub}} = \frac{8.0 \times 10^3}{3.14 \times 1.6 \times 8 \times 11.0} = 18 \text{ cm} < 58.2 < 60 \text{ cm}$$

(o.k)

- يتم تحديد العمق الفعلى للقاعدة وهو أكبر قيمة لكل من (d_d) ، (d_m) ، (d_p) أى يؤخذ ٦٠ سم والعمق الكلى ٦٥ سم كما ذكرنا سابقاً.
- يتم إيجاد كمية الحديد المناظرة للعمق الفعلى (٦٠ سم) وذلك من المعادلة:

$$\therefore d = c_1 \sqrt{\frac{M_{u \text{ max}}}{f_{cu} \cdot b_{\text{strip}}}}$$

$$\therefore 60 = c_1 \sqrt{\frac{14.9 \times 10^5}{200 \times 60}} \longrightarrow c_1 = 5.39 \longrightarrow c/d = c/d \text{ min}$$

من منحنيات التصميم الأقصى للانحناء

$$\therefore j = 0.826$$

$$\therefore A_{s \text{ req}} = \frac{M_{u \text{ max}}}{f_y \cdot j \cdot d_{\text{act}}} = \frac{14.9 \times 10^5}{2400 \times 0.826 \times 60} = 12.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} < 1.3 A_{s \text{ req}} = 1.3 \times 12.53 = 16.29 \text{ cm}^2$$

or $\mu_{\text{min}} < 0.25 \% \text{ for mild steel}$

$$\longrightarrow A_{s \text{ min}} = \frac{0.25}{100} \times 170 \times 60 = 25.5 \text{ cm}^2$$

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

i.e. take $A_{s \text{ act}} = 13 \phi 16 \text{ mm}$ (26 cm^2) $> A_{s \text{ min}}$ (o.k)

أى يتم توزيع الحديد الـ ١٣ سيخ قطر ١٦ مم على عرض القاعدة وهو ١٧٠ سم بواقع ٧,٦ $\phi 16$ /م فى الاتجاهين العرضى والطولى للقاعدة.

يتم التحقق بعد ذلك من قيمة إجهاد التماسك للإحناء (flexural bond) للحديد الرئيسى وذلك بحساب قيمة أقصى قوة قص عند القطاع الحرج للعزم على وجه العمود ولتكن $(Q_{u \text{ max}})$.

$$\therefore Q_{u \text{ max b}} = f_{u \text{ contact}} \times B \times (C) \\ = 41.5 \times 1.7 (0.65) = 45.86 \text{ t}$$

$$\therefore q_{ub} = \frac{Q_{u \text{ max b}}}{0.87 \Sigma o \cdot d_{\text{act}}} \leq q_{cbu} (10-12 \text{ kg/cm}^2) \\ = \frac{45.86 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 1.6 \times 13 \times 60} = 13.45 \text{ kg/cm}^2 > 12 \text{ unsafe}$$

لذلك هناك حلين إما تصغير قطر الحديد وليكن $\phi 13$ مم وبالتالي يزيد (Σo) أو بزيادة العمق ليصبح ٦٥ سم والعمق الكلى ٧٠ سم والأفضل هو زيادة العمق حيث أن القطر $\phi 13$ لا يتناسب مع العمق ٦٥ سم. \therefore يؤخذ $d = 65 \text{ cm}$

$$\therefore q_{ub} = \frac{45.86 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 1.6 \times 13 \times 65} \cong 12 \text{ kg/cm}^2$$

يتم التحقق من قيمة تماسك الرباط (anchorage bond) لحديد التسليح الرئيسى عند القطاع الحرج لعزم الانحناء.

قوة الشد القصوى فى السيخ الواحد تعادل $[0.87 \times \text{مساحة السيخ الواحد} \times \text{إجهاد الخضوع لرتبة الحديد}]$

$$\text{i.e. } P_{us} = 0.87 \times 2.0 \times 2400 = 4176 \text{ kg}$$

$$\therefore q_{ub} = \frac{P_{us} \text{ (for one bar)}}{o \cdot d_{\text{anchorage}}} \leq q_{ball} (10 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore \frac{4176}{3.14 \times 1.6 \times d_{\text{anch.}}} \leq 10$$

$$\therefore d_{\text{anchorage}} = \frac{4176}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 83.0 \text{ cm} \nrightarrow (c\text{-cover}).$$

ويجب ألا يقل عن ٤٠ ϕ أى ٦٤ سم

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

$$\therefore (c\text{-cover}) = 0.65 - 0.05 = 0.6 \text{ ms (un safe)}$$

لذلك يجب زيادة عرض القاعدة ليصبح $[d_{\text{anch.}} + 5 \text{ سم}] + \text{عرض العمود}$

$$\text{أى } 2 (5 + 83) + 40 = 225 \text{ سم بدلاً من } 170 \text{ سم}$$

أى أن القاعدة المسلحة هي قاعدة مربعة $225 \times 225 \text{ سم}$ وبارتفاع 70 سم وبحديد تسليح 13 سيخ قطر 16 مم فى الاتجاهين العرضى والطولى للقاعدة.

يتم التحقق بعد ذلك بصفة نهائية من أن أقصى إجهاد قص على عمق القاعدة والمناظر للعمق 65 سم عند القطاع الحرج للقص وهو القطاع الحرج للقص وهو القطاع الذى يبعد مسافة قدرها (d_{act}) من وجه الركيزة لا يتعدى المقاومة القصوى للقص للخرسانة.

$$\text{i.e. } q_{\text{ush}} = \frac{Q_{\text{u max sh}}}{b d_{\text{act}}} < q_{\text{u sh}} \quad (6 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore Q_{\text{u max sh}} = f_{\text{u contact}} \times B (C - d_{\text{act}})$$

$$f_{\text{contact}} = \frac{P_{\text{u}}}{A_{\text{R.C}}} = \frac{120}{(2.25)^2} = 23.7 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore Q_{\text{u max sh}} = 23.7 \times 2.25 (0.925 - 0.65) = 14.66 \text{ t}$$

$$\therefore q_{\text{ush}} = \frac{14.66 \times 10^3}{225 \times 65} = 1.0 \text{ kg/cm}^2 < 6.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (o.k) safe}$$

وعليه فإن القاعدة المسلحة هي $225 \times 225 \text{ سم}$ وبارتفاع 70 سم وبحديد تسليح 13 ϕ 16 فى الاتجاهين العرضى والطولى آمنة وقادرة على تحمل الأحمال والإجهادات الواقعة عليها والقاعدة العادية يصبح طول ضلعها $225 + 70 = 295 \text{ سم}$ أى 3,00 متر.

ملحوظة:

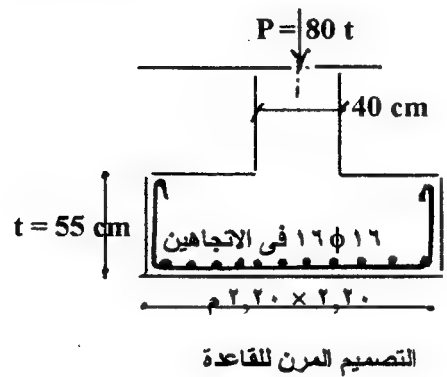
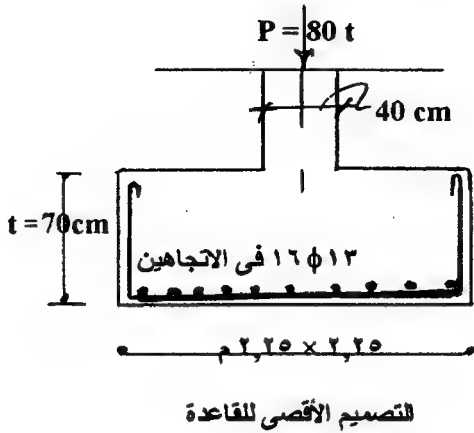
من المثل السابق يتبين الآتى كمقارنة بطريقة الحلين (التصميم المرن والتصميم الأقصى للمقاومة)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

طريقة التصميم للقاعدة المسلحة	العرض (م)	الطول (م)	العمق (م)	حجم القاعدة (م ^٣)	حديد التسليح الرئيسي في الاتجاهين	نسبة حديد التسليح بالنسبة للخرسانة كجم/م ^٣
التصميم المرن	٢,٢٠	٢,٢٠	٠,٥٥	٢,٦٦٢	١٦ ϕ ١٦	٤١,٨
التصميم الأقصى للمقاومة	٢,٢٥	٢,٢٥	٠,٧٠	٣,٥٤	١٦ ϕ ١٣	٥٢,٢

ومن هذه المقارنة السابقة يتبين أن التصميم بطريقة المرونة (إجهاد التشغيل) أوفر واقتصادى فى كل من كميات الخرسانة وحديد التسليح.

ويبين الكروكى التالى القواعد المصممة بعاليه بطريقتيهما المذكورتين مبيناً كيفية رص ووضع الحديد الرئيسى فى القاعدة - شكل (٩-٥).



شكل (٩-٥) كروكى القواعد المسلحة فى المثال رقم (١)

٢-٢-٩ تصميم القواعد المنفصلة المستطيلة الشكل:

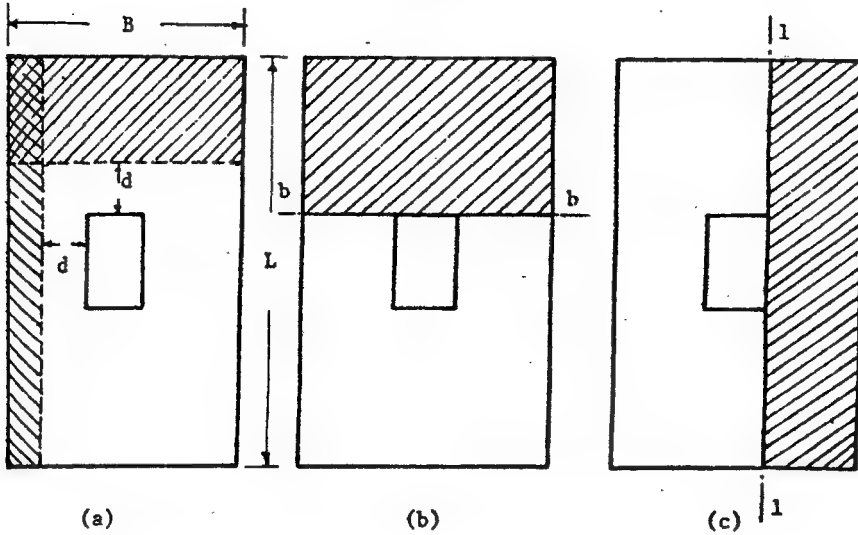
- مقدمة:

• فى العادة تستخدم القواعد المستطيلة فى الحالات الاضطرارية التى لا يصلح معها استخدام القواعد المربعة بسبب تقارب المسافات بين الأعمدة وتداخل القواعد المربعة معاً، كما وتستخدم القواعد المستطيلة فى حالة وعندما تكون الأعمدة مستطيلة الشكل أيضاً ويعتبر هذا النوع من القواعد أكثر اقتصاداً من حالة الأعمدة المعرضة لعزوم انحناء.

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

• إن خطوات التصميم لمثل هذا النوع من القواعد تشابه خطوات التصميم للقواعد المربعة والسابق ذكرها إلا أن الخطوات تتكرر للاتجاهين الطولى والعرضى عند حساب العزوم والإجهادات المختلفة مع ملاحظة أن العمق الحقيقى والفعال للقاعدة يتحكم فيه إجهاد القص الثاقب الواقع عليها ما عدا فى حالة ما إذا كانت نسبة طول القاعدة إلى عرضها ($\frac{L}{B}$) كبير نسبياً ففى هذه الحالة فإن إجهاد القص بالاتحناء الأحدى فى الاتجاه العريض (wide beam shear) هو الذى يتحكم فى العمق الفعال للقاعدة.

• هذا وتجدر الإشارة إلى أن القطاعات الحرجة للقص هى على بُعد مسافة تساوى عمق القاعدة (d) من كل وجه من أوجه العمود (شكل ٩-٦) وأن القطاعات الحرجة لعزوم الاتحناء هى على وجهى العمود أى عند القطاعين (1-1) ، (2-2) أى يتم حساب قيم عزوم الاتحناء والقوى القاصة فى الاتجاهين الطويل والقصير $[M_{1-1} = M_{\text{short direction}} , M_{2-2} = M_{\text{long dir.}}]$ كما هو مبين بالشكل (٩-٦) وكذلك $[Q_{\text{max long}} , Q_{\text{max short}}]$.

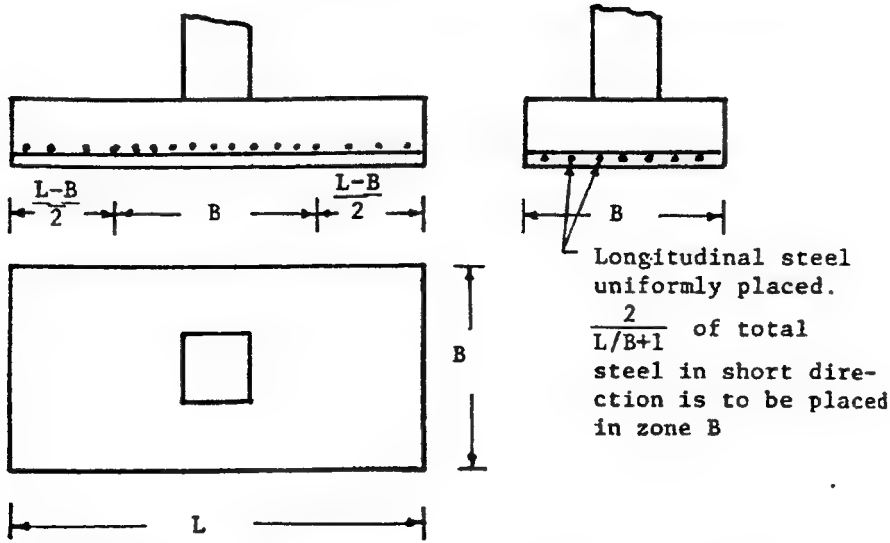


شكل (٩-٦) القطاعات الحرجة للقاعدة المستطيلة

وبناء على ما سبق فإنه نظراً لاختلاف قيم عزوم الاتحناء فى الاتجاهين الطولى والعرضى للقاعدة فإن الحديد الطولى لا بد وأن يختلف عن الحديد

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

العرضي [الحديد العرضي أو القصير هو المقام لـ M_{1-1} ، الحديد الطولي أو الطويل هو المقاوم لـ M_{2-2}]، ونظراً لأن المنطقة من الأساس أو القاعدة المحيطة بالعمود والمحصورة في مساحة قدرها $(B \times B)$ أي مربع الضلع القصير للقاعدة والتي تتمركز مع العمود غالباً ما تكون أكثر فاعلية وتأثيراً في مقاومة عزم الانحناء لذلك فإن الحديد العرضي أو القصير تركز منه نسبة معينة ومحددة تعادل $\left[\frac{C}{\frac{L}{B} + 1} \right]$ في مسافة قدرها (B) أسفل العمود والباقي من الحديد العرضي يوزع بالتساوي على النهايتين في الطول $\left(\frac{L-B}{2} \right)$ كما هو مبين بالشكل (٧-٩).



شكل (٧-٩) كيفية توزيع الحديد في الاتجاه القصير للقواعد المستطيلة

مثال:

المطلوب تصميم القاعدة المستطيلة الشكل لأساس يرتكز عليه عمود مربع أبعاده 40×40 سم مسلح بعدد $8 \phi 22$ مم ومعرض إلى حمل محوري قدره ١٢٠ طن. فإذا علم أن جهد التربة الصافي المسموح به عند منسوب التأسيس لا يتعدى ١٠٠ كجم/سم^٢ وأن الخرسانة العادية رتبة C 150 والمسلحة رتبة C 200 وحديد التسليح رتبة ٣٥/٢٤ صلب طرى أملس.

الحل:

١- نوجد أبعاد القاعدة العادية التي تركز عليها القاعدة المسلحة وبفرض سمكها أكبر من ٣٠ سم حتى يمكن القول بأنها شغالة وتقاوم الإجهادات الواقعة عليها.

مساحة القاعدة = $\frac{\text{حمل التشغيل عند سطح الأرض}}{\text{جهد التربة الصافي المسموح به عند منسوب التأسيس}}$

$$\text{i.e. } A_{\text{plain con.}} = \frac{P_{\text{working col.}}}{f_{\text{net all soil}}} = \frac{120}{10} = 12.0 \text{ m}^2$$

وحيث أن القاعدة مستطيلة إذن يتم فرض طولها بالنسبة إلى عرضها وهذا يتناسب مع قطاع العمود الأمر الذي يمكن اعتبار أن نسبة طولها إلى عرضها

$$\text{يعادل ٤ : ٣ أى بفرض } L_{p\ell} = \frac{4}{3} B_{p\ell}$$

$$\therefore \frac{4}{3} B_{p\ell}^2 = 12 \rightarrow B_{p\ell} = 3.0 \text{ m} \rightarrow L_{p\ell} = 4.0 \text{ m}$$

أى أن القاعدة العادية بطول ٤,٠٠ متر وعرض ٣,٠٠ متر.

وبفرض بروز القاعدة يعادل ٥٠ سم من حدود الخرسانة المسلحة إذن يمكن إيجاد سمك القاعدة العادية من العلاقة :

$$\therefore 50 > 1.15 t \rightarrow t = \frac{50}{1.15} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{take } 50 \text{ cm (very safe)}$$

• إن أبعاد القاعدة المسلحة هي : طول = طول العادية - ٢ × ٠,٥ م =

٣,٠٠ متر، عرض = عرض العادية - ٢ × ٠,٥ = ٢,٠٠ متر وعليه

فإن إجهاد التلامس بين العادية والمسلحة يعادل :

$$f_{\text{contact}} = \frac{P_{\text{working}}}{A_{r.c}} = \frac{120}{2 \times 3} = 20 \text{ t/m}^2 \quad (2 \text{ kg/cm}^2 < 5 \text{ o.k})$$

• يتم حساب سمك القاعدة المسلحة وذلك لمجابهة كل من القص الثاقب

($Q_{\text{max p}}$)، عزوم الانحناء القصوى (M_{max}) والقوى القاصة المصاحبة

لعزم الانحناء ($Q_{\text{max sh}}$) وذلك بحساب كل من الإجهادات المناظرة لكل

منها على ألا تزيد عن الحدود المسموح بها لنوع الإجهاد المصاحب لهذه

القوى الداخلية.

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

بالنسبة للقص الثاقب:

$$d_{\text{punching}} = \frac{Q_{\text{max p}}}{\Sigma \sigma_c \times q_{\text{p all}}}$$

وذلك باعتبار القطاع الحرج على وجه العمود

$$\therefore d_p = \frac{P - A_{\text{col}} \cdot f_{\text{contact}}}{\Sigma \sigma_c \times q_{\text{p all}}} = \frac{120 - 0.4 \times 0.4 \times 20}{4 \times 0.4 \times 100} = \underline{0.73 \text{ m}}$$

بالنسبة لعزم الانحناء:

يتم حساب عزوم الانحناء في الاتجاهين الطويل والقصير للقاعدة وذلك عند القطاعات الحرجة على وجه العمود.

في الاتجاه الطويل وذلك لشريحة عرضها 1.0 متر من العرض

$$M_{yy} = 20 \times \frac{1 \times (1.3)^2}{2} = 16.9 \text{ m.t/m'}$$

في الاتجاه القصير وذلك لشريحة عرضها 1.0 متر من الطول

$$M_{xx} = 20 \times \frac{1 \times (0.8)^2}{2} = 6.4 \text{ m.t/m'} \longrightarrow M_{\text{max}} = M_{yy} = 16.9 \text{ m.t/m'}$$

$$\therefore d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\text{max}}}{b}} = 0.313 \sqrt{\frac{16.9 \times 10^5}{100}} = \underline{40.69 \text{ cm}}$$

$$\text{if } b = b_{\text{col}} + 20 = 60 \text{ cm}$$

$$\therefore d_m = 0.313 \sqrt{\frac{2 \times 16.9 \times 10^5}{60}} = \underline{74.3 \text{ cm}}$$

بالنسبة للقوى القاصة المصاحبة لعزم الانحناء:

ذلك لأن (L > B)

إن القوة القاصة الأكبر هي في الاتجاه الطويل وعند القطاع الحرج للقص [على بُعد (d_{sh}) من وجه العمود].

$$\therefore d_{\text{sh}} = \frac{Q_{\text{max sh}}}{0.87 \times b \times q_{\text{sh all}}} \quad (q_{\text{sh all}} = 5.0 \text{ kg/cm}^2)$$

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

$$\therefore Q_{\max sh} = (c - d_{sh}) \times 1.0 \times f_{\text{contact}}$$

$$= (1.3 - d_{sh}) \times 1.0 \times 20 = 26 - 20 d_{sh} \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

$$\therefore d_{sh} = \frac{26 - 20 d_{sh}}{0.87 \times 1.0 \times 50} \rightarrow d_{sh} = \frac{26}{63.5} = 0.41 \text{ m}$$

\therefore يؤخذ العمق الأكبر في الحالات

الثلاثة السابقة وهو ٧٤ سم وعليه فإن

$$t = 74 + 6 = 80 \text{ cm سمك القاعدة}$$

• يتم التحقق من العمق اللازم

لمقاومة تماسك أشاير العمود

(dowels for col.) وذلك من

المعادلة:

$$d_d = \frac{A_s f_s}{0.9 q_{b \text{ all}}}$$

وذلك لسيخ واحد

وبفرض قيم الإجهاد في حديد تسليح

العمود وهو $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$ فإن:

$$d_d = \frac{3.8 \times 1400}{3.14 \times 2.2 \times 10} = 77.0 \text{ cm} > 74 \text{ cm}$$

\therefore يتم في هذه الحالة حساب قيمة إجهاد الضغط الفعلي في حديد التسليح

وهي ($f_s \text{ actual}$) وذلك باعتبار أن قوة الضغط في الحديد تعادل قوة الضغط الكلية

على العمود مطروحاً منها قوة الضغط المقاومة بواسطة القطاع الخرساني فقط

وذلك باتباع المعادلة المعروفة لمقاومة قوة الضغط التشغيلي على العمود.

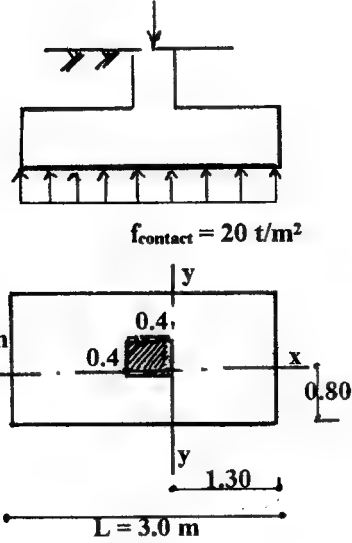
$$\therefore P = P_c + P_s$$

$$= (A_c - A_s) f_{co} + f_s A_s = A_c f_{co} + (n - 1) f_{co} A_s$$

حيث $f_s = n f_{co}$

$$\therefore 120 \times 10^3 = 40 \times 40 f_{co} + (15 - 1) \times f_{co} \times 8 \times 3.8$$

$$= 1600 f_{co} + 425.6 f_{co} \quad f_{co} = 59.2 \text{ kg/cm}^2$$



شكل (٩-٨)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

$$\therefore f_{s \text{ actual}} = n f_{co} = 15 \times 59.2 = 888.2 \text{ kg/cm}^2$$

وبالتعويض عن قيمة (f_s) فى المعادلة السابقة:

$$\therefore d_d = \frac{3.8 \times 888.2}{3.14 \times 2.2 \times 10} = 48.9 \text{ cm} < 74 \text{ cm} \text{ (o.k) safe}$$

- يتم حساب كمية ونسبة حديد التسليح فى كل من الاتجاهين الطويل والقصير والتحقق من كل من إجهادات التماسك وطول الرباط لهذا الحديد فى كل اتجاه تبعاً لذلك وذلك كالاتى :

بالنسبة للاتجاه الطويل للقاعدة:

- حديد التسليح فى الاتجاه الطويل:

$$A_{sl} = \frac{M_{yy}}{k_2 d_{act}} = \frac{16.9 \times 10^5}{1217 \times 74} = 18.76 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 7 \phi 19/\text{m} \text{ (19.9 cm}^2\text{)}$$

- التحقق من نسبة حديد التسليح:

$$\mu_{actual} = \frac{19.9}{100 \times 74} = 0.0027$$

وهى أكبر من (μ_{min}) وأقل من (μ_{max})

- التحقق من إجهاد التماسك:

يتم حساب قوة القص لشريحة عرضها واحد متر عند وجه العمود.

$$Q_{max sh} = 20 \times 1.3 \times 1.0 = 26 \text{ t/m}$$

$$\therefore q_b = \frac{Q_{max sh}}{0.87 d_{act} \Sigma o} = \frac{26 \times 10^3}{0.87 \times 74 \times 7 \times 3.14 \times 1.9} = 9.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ (o.k) safe}$$

- التحقق من طول الرباط للحديد الرئيسى:

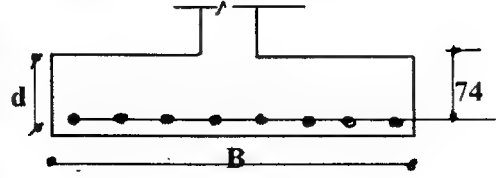
$$d_d = \frac{A_s f_s}{o \times q_{ball}} = \frac{2.83 \times 1400}{3.14 \times 1.9 \times 10} = 66.78 \text{ cm} < (c - \text{cover}) \text{ (o.k)}$$

where $(c - \text{cover}) = 130 - 5 = 125 \text{ cm}$

وعليه يتم توزيع الأسياخ فى الاتجاه الطولى بواقع $7 \phi 19$ /م على كامل العرض.

بالنسبة للاتجاه القصير للقاعدة:

عمق القاعدة الفعال بالنسبة للاتجاه القصير حيث الحديد الرئيسي في الاتجاه الطويل (الفرش) ثم الحديد الثانوى في الاتجاه القصير (الغطاء) وبفرض قطر



حديد الغطاء يعادل ١٦ سم

شكل (٩ - ٩)

$$\therefore d_{act} \text{ in short direction} = 74 - \frac{1.9}{2} - \frac{1.6}{2} = 72.25 \text{ cm}$$

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} \quad \text{where } M_{max} = M_{xx} = 6.4 \text{ t.m/m}^2$$

$$\therefore 72.25 = k_1 \sqrt{\frac{6.4 \times 10^5}{100}} \rightarrow k_1 = 0.9 \rightarrow k_2 = 1280$$

$$\therefore A_{s \text{ short}} = \frac{M_{xx}}{k_2 d_{act}} = \frac{6.4 \times 10^5}{1280 \times 72.25} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.25}{100} \times 74 \times 100 = 18.5 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

ومساحة الحديد الكلية في الطول ٣,٠٠ متر يعادل :

$$\therefore A_{s \text{ total}} = 3 \times 18.5 = 55.5 \text{ cm}^2$$

وهذا الحديد يتم توزيعه بحيث أنه يركز في نسبة قدرها $\left[\frac{2}{L/B+1} \right]$ من مساحة هذا الحديد في طول قدره (B) متماثل مع المركز.

$$\therefore \frac{2}{L/B+1} = \frac{2}{\frac{3}{2}+1} = \frac{2}{2.5} = 0.8$$

أى أن ٨٠ % من مساحة الحديد الكلى ($A_{s \text{ total}}$) وهى تعادل $0.8 \times 55.5 = 44.4$ سم^٢ (٢٢ φ ١٦ مم) يتم تركيزها وتوزيعها في طول (B = ٢,٠٠ م) متماثل مع المركز وكما هو مبين بالكروكي (شكل ٩-١٠) والباقي من الـ ٥٥,٥ سم^٢ ويعادل ١١,١ سم^٢ أى ٦ φ ١٦ مم يتم توزيعها على الجانبين بالتساوى أى ٣ φ ١٦ كل ٠,٥ متر من الجوانب في الاتجاه القصير.

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

• التحقق من إجهاد التماسك:

قوة القص عند القطاع الحرج على وجه العمود فى الاتجاه القصير.

$$Q_{\max} = f_{\text{contact}} \times 3 \times 0.8 = 20 \times 3 \times 0.8 = 48 \text{ t}$$

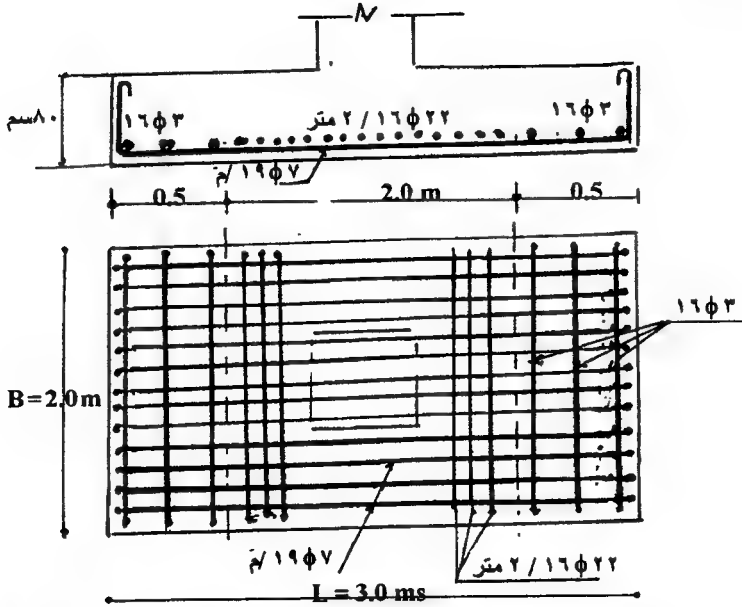
$$\therefore q_b = \frac{Q_{\max}}{0.87 d_{\text{act}} \times \Sigma o} = \frac{48 \times 10^3}{0.87 \times 72.25 \times 3.14 \times 1.6 \times 28} = 5.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ (o.k) safe}$$

• التحقق من طول الرباط:

$$d_d = \frac{A_s f_s}{o \times q_{b \text{ all}}} = \frac{2 \times 1400}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 55.7 < (c - \text{cover}) \text{ or } (80 - 5) \text{ cm}$$

(o.k) safe



شكل (٩-١٠) كيفية توزيع الحديد الرئيسى فى الاتجاهين فى المثال السابق

٩-٣ تصميم القواعد المنفصلة المعرضة لحمل غير محوري (عزوم)

انحناء وقوى عمودية:

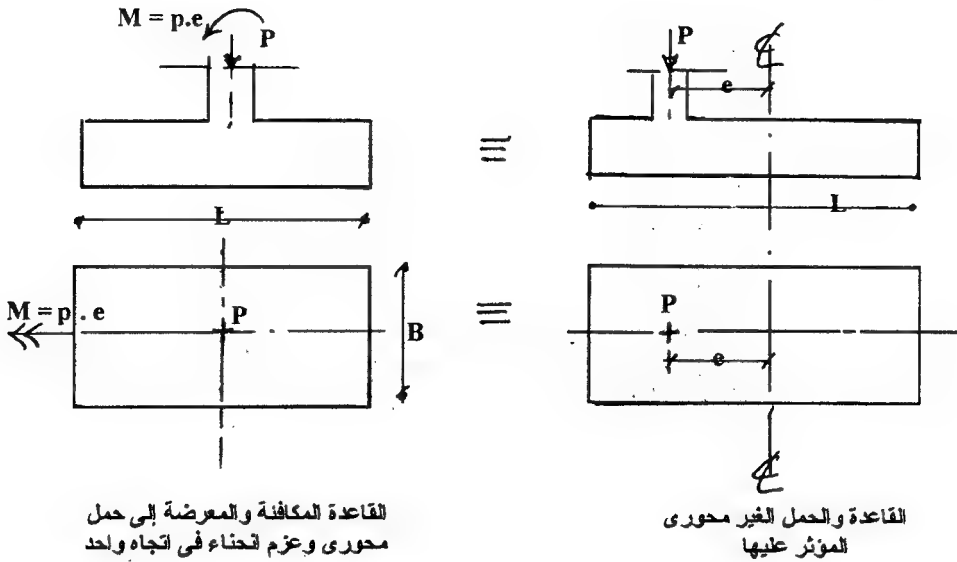
٩-٣-١ مقدمة:

- بجانب تعرض القواعد المنفصلة إلى أحمال محورية (مركزية مع القاعدة) فإنها غالباً ما تتعرض لعزوم انحناء حول محور أو محورين نتيجة إما لا مركزية

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

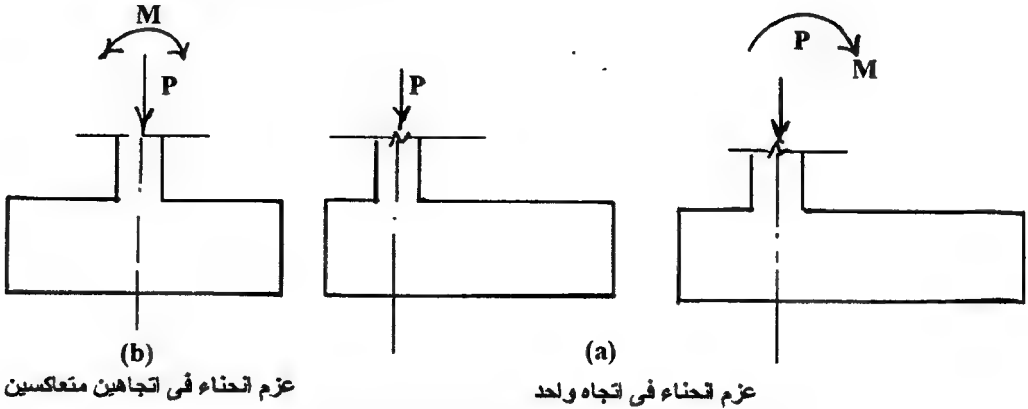
الأحمال بالنسبة للقاعدة أو قوى أفقية عند الأعمدة أو عزوم انحناء على الأعمدة أو كلاهما معاً ومن أمثلة هذه القواعد : قواعد الكبارى والحوائط الساندة أو قواعد الإطارات أو كما هو الحال فى المباني العالية التى تتعرض إلى قوى أفقية نتيجة لقوى الرياح والتى بدورها تؤثر بعزم انحناء على القواعد الخ.

ويبين الشكل (٩-١١) قاعدة منفصلة معرضة إلى حمل غير محورى (p) يبعد بمسافة قدرها (e) من مركز ثقل القاعدة بالنسبة للمحور الرأسى (y-y) للقاعدة وهذه الحالة من التحميل عادة ما تكافئ قاعدة بنفس الأبعاد معرضة إلى قوة عمودية محورية قدرها (p) بالإضافة إلى عزم انحناء قدره (M) يعادل حاصل ضرب القوة العمودية (p) × مقدار اللامركزية (الترحيل عن المركز) (e) أى أن

$$[M = p \cdot e]$$


شكل (٩-١١) قاعدة منفصلة معرضة إلى حمل غير محورى

هذا وتجدر الإشارة إلى أن القواعد المنفصلة يمكن أن تعرض إلى حمل محورى وعزم انحناء دائم الاتجاه (فى اتجاه واحد فقط باستمرار) أو حمل محورى وعزم انحناء متعاكس فى اتجاهين (أى يغير اتجاهه حسب التحميل) وكما هو موضح بالشكل (٩-١٢).



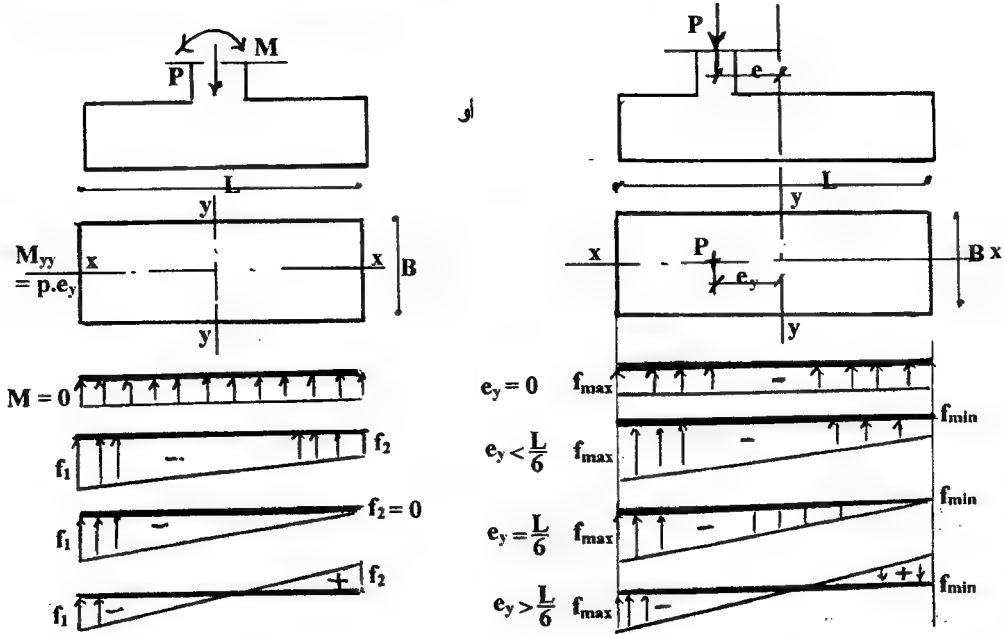
شكل (٩-١٢) عزوم الانحناء في الاتجاه الواحد أو الاتجاهين على القواعد المنفصلة

٩-٣-٢ كيفية توزيع وحساب الإجهادات الواقعة على التربة للقواعد المنفصلة المعرضة إلى حمل غير محوري (لا مركزي) [قوى عمودية وعزوم انحناء]:

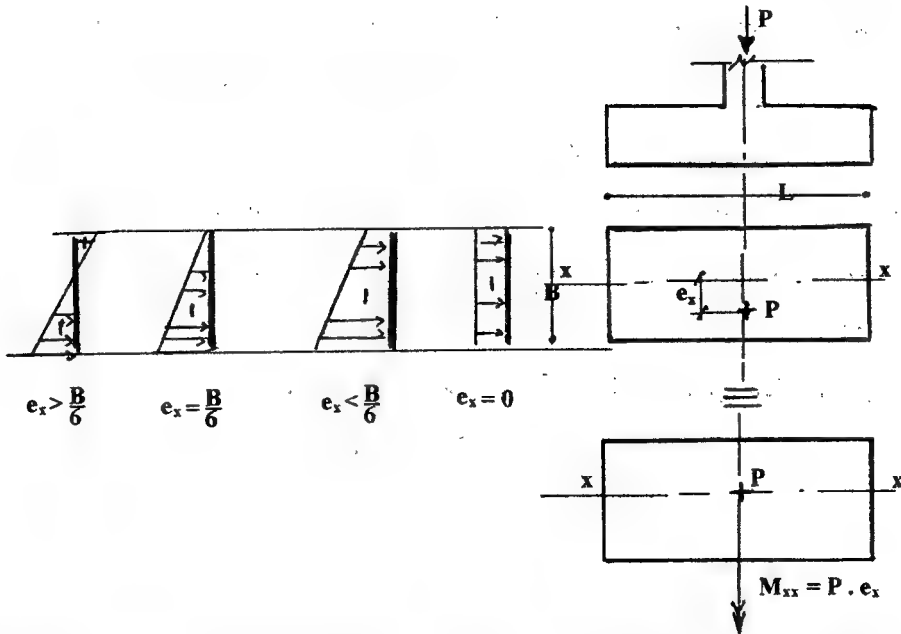
i - حالة عزوم الانحناء في اتجاه واحد أو لا مركزية حول محور رئيسي واحد للقاعدة:

• يبين الشكل (٩-١٣) قاعدة منفصلة معرضة إلى حمل غير محوري (p) ذو لا مركزية (e) من المحور الرئيسي للقاعدة (y-y) وأن طول القاعدة (L) وعرضها (B) حيث في هذه الحالة يتم حساب توزيع ضغط التماس باستخدام المعادلات المعروفة نتيجة لتعرض عنصر معرض إلى (M + N) حيث يكون الإجهاد الواقع على التربة أسفل الأساس خطي وغير منتظم التوزيع كما هو مبين بالشكل (٩-١٣).

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS



شكل (٩-١٣-أ) كيفية توزيع الإجهادات أسفل القواعد الغير مركزية التحميل أو المعرضة إلى عزم انحناء في اتجاه واحد حول المحور الرأسى (y-y)



شكل (٩-١٣-ب) كيفية توزيع الإجهادات أسفل القواعد الغير مركزية التحميل أو المعرضة إلى عزم انحناء في اتجاه واحد حول المحور الرئيسى (x-x)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

• فى هذه الحالة فإن توزيع الإجهادات أسفل القواعد يتوقف على قيمة اللامركزية واتجاهها حيث $(e = \frac{M}{P})$ بالنسبة للمحاور الأساسية للقاعدة سواء (y-y) أو (x-x) وفى كلتا الحالتين المبينتين بالشكل (٩-١٣) فإنه توجد ثلاثة حالات بالنسبة لموضع الحمل بالنسبة للمحاور الرئيسية أى ثلاثة مواضع لمقدار اللامركزية (الترحيل عن المركز) هى :

— حالة وقوع الحمل فى الثلث الأوسط للقاعدة $(e_y < \frac{L}{6})$ أو $(e_x < \frac{B}{6})$:

$$f_{\max} = f_1 = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y \cdot L/2}{I_y}$$

$$\therefore I_y = \frac{BL^3}{12}, \quad M_y = P \cdot e_y, \quad A = BL$$

$$\therefore f_{\max} = f_1 = \frac{P}{BL} \pm \frac{P \cdot e_y \cdot L/2 \times 12}{BL^3} = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e_y}{L} \right) \quad *$$

وذلك بالنسبة إذا كان الترحيل أو اللامركزية بالنسبة إلى المحور (y) أما إذا كانت بالنسبة للمحور (x) فإنه بالمثل.

$$f_{\max} = f_1 = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e_x}{B} \right)$$

والإشارة الموجبة هى لأقصى إجهاد (f_{\max}) والإشارة السالبة إلى أقل إجهاد (f_{\min}) وبناء على هذه المعادلات فإنه فى حالة $(e < \frac{L}{6})$ فإن الإجهادات الواقعة على التربة فى كلا جانبي القاعدة تكون موجبة وإجهادات ضغط.

— حالة وقوع الحمل عند حافة الثلث الأوسط للقاعدة $(e_y = \frac{L}{6})$ أو

$$:(e_x = \frac{B}{6})$$

$$f_{\max} = f_1 = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e_y}{L} \right) \quad * \quad \text{or} \quad \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e_x}{B} \right) \quad *$$

$$f_{\min} = f_2 = 0$$

وهى إجهادات ضغط أيضاً.

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

حالة وقوع الحمل خارج الثلث الأوسط للقاعدة $(e_y > \frac{L}{6})$ أو $(e_x > \frac{B}{6})$

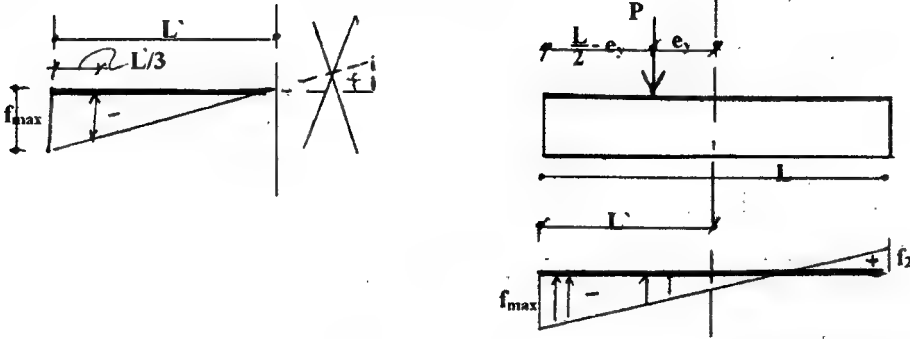
فى هذه الحالة

$$f_{\max} = f_1 = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e_y}{L} \right) \quad \text{or} \quad \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e_x}{B} \right)$$

وهى إجهادات ضغط بينما (f_{\min}) أو (f_2) فهى ذات قيمة موجبة أى شد

$$f_{\min} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e_y}{L} \right) \quad \text{or} \quad \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e_x}{B} \right)$$

وحيث أن التربة لا تتحمل إجهادات شد فإنه فى هذه الحالة كما هو مبين بالشكل التالى شكل (٩-١٤) :



شكل (٩-١٤)

وعليه يمكن استنتاج معادلة لإيجاد قيمة (q_{\max}) فى هذه الحالة تجعل توزيع الإجهادات على التربة كلها ضغط وذلك عن طريق إيجاد مثلث قاعدته تساوى البعد (L') ومحصلة مساحته تقع على خط عمل القوة العمودية (p) حيث :

$$\frac{L'}{3} = \left(\frac{L}{2} - e_y \right)$$

$$\text{or} \quad P = \frac{f_{\max}}{2} (L' \times B)$$

$$\text{or} \quad f_{\max} = \frac{2P}{3B(L/2 - e_y)} \quad * \quad \text{or} \quad f_{\max} = \frac{2P}{3L(\frac{B}{2} - e_x)} \quad *$$

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

وفى جميع الحالات السابقة يجب ألا تتعدى قيمة أقصى إجهادات للضغط الواقعة على التربة (f_{\max}) عن الإجهاد المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس أى أن:

$$f_{\max} < f_n \text{ all soil}$$

- ولتصميم هذا النوع من الأساس المعرض لعزم انحناء دائم الاتجاه (أى فى اتجاه واحد فقط) فإنه يمكن جعل محصلة الأحمال فى مركز ثقل الأساس وهذا بدوره يجعل العمود مرحلاً عن مركز الأساس، وفى هذه الحالة يتعرض الأساس لإجهاد منتظم يسبب تواجد محصلة الأحمال فى مركز ثقل الأساس كما هو مبين بالشكل (٩-١٥).

ii - حالة عزوم الانحناء فى اتجاهين متعاكسين أو لا مركزية متماثلة

حول محور رئيسى واحد للقاعدة:

- يبين الشكل (٩-١٦) قاعدة منفصلة معرضة إلى قوة محورية بجانب عزم انحناء متعاكس أى يغير اتجاهه حسب التحميل حول المحور الرأسى (y-y) للقاعدة، ولهذا النوع من التحميل تكون الإجهادات على التربة خطية وموزعة بانتظام وتأخذ القيم الموضحة بالرسم حيث:

$$M_{y(1)} = M - P \cdot e_y$$

$$M_{y(2)} = M + P \cdot e_y$$

$$f_{\max(1)} = \frac{P}{BL} + \frac{M_{y(1)} \cdot \frac{L}{2}}{I_y}$$

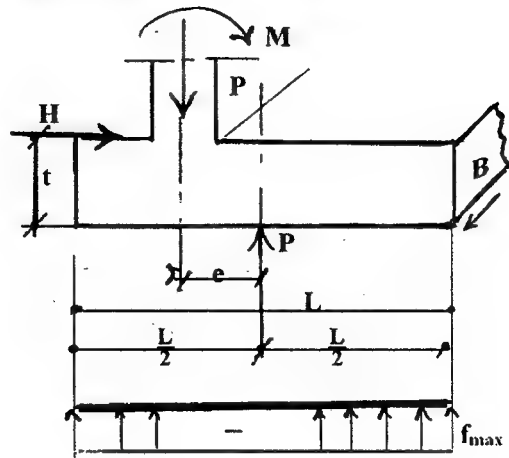
$$f_{\min(1)} = \frac{P}{BL} - \frac{M_{y(1)} \cdot \frac{L}{2}}{I_y}$$

$$f_{\max(2)} = \frac{P}{BL} + \frac{M_{y(2)} \cdot \frac{L}{2}}{I_y}$$

$$f_{\min(2)} = \frac{P}{BL} - \frac{M_{y(2)} \cdot \frac{L}{2}}{I_y}$$

$$f_{\max(3)} = \frac{P}{BL} + \frac{M \cdot \frac{L}{2}}{I_y}$$

$$f_{\min(3)} = \frac{P}{BL} - \frac{M \cdot \frac{L}{2}}{I_y}$$

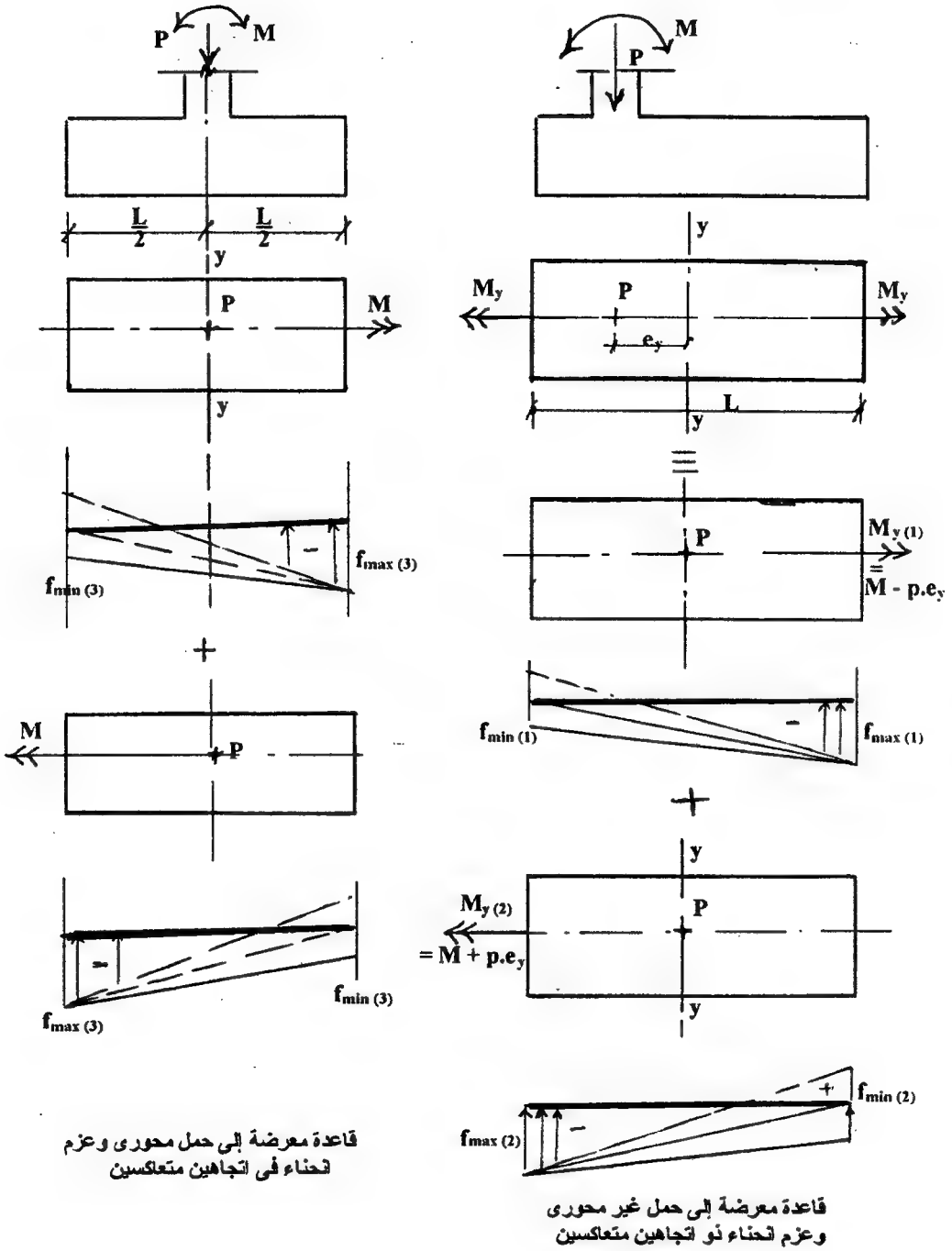


$$e = \frac{M + H \times t}{P}$$

$$f_{\max} = \frac{P}{BL} \leq f_n \text{ all soil}$$

شكل (٩-١٥)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS



شكل (٩-١٦)

وفى أى حالة من حالات التحميل السابقة يجب ألا تتعدى قيم الإجهادات القصوى (f_{max}) عن أقصى إجهاد مسموح به للتربة بالإضافة إلى ضرورة عدم تولد إجهادات شد على التربة وإلا يتم التعديل حسب ما ذكر سابقاً فى حالة الاتجاه الواحد.

• وبصفة عامة فإنه يتم التصميم مع اعتبار الجانب الحرج للتصميم بالنسبة للقاعدة والمعرض إلى قيم أقصى من (f_{max}) ثم تطبيق نتائج التصميم على الجانب الآخر للقاعدة عندما يغير العزم اتجاهه المعاكس.

٩-٣-٣ طريقة التصميم الإنشائى للقواعد المنفصلة المعرضة الى عزم انحناء (حمل غير محورى أو لا مركزى):

• إن المشكلة الأساسية فى تصميم القواعد المعرضة إلى حمل غير محورى هو تحديد وكيفية توزيع وإيجاد قيم الإجهادات تحت هذه الأساسات، وعليه فإذا ما عُلِمَ هذا التوزيع وقيمته القصوى والدنيا فإن طريقة التصميم تكون مشابهة لطريقة التصميم للقواعد المعرضة إلى حمل محورى وعليه يجب تعيين وتحديد القطاعات الحرجة لكل نوع من أنواع القوى الداخلية المتولدة فى القاعدة من عزم انحناء أو قوى قاصة أو تماسك ... الخ وبالتالي القيم القصوى لهذه القوى الداخلية عند القطاعات الحرجة وتصميم هذه القطاعات بحيث لا تتعدى الإجهادات الواقعة عليها أقصى إجهادات مسموح بها لمثل هذا النوع من الإجهادات وبنفس الطريقة والخطوات السابقة والخاصة بالتحميل المحورى.

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه عندما يؤثر على وجه عمود ما عزم انحناء فى اتجاه ما وليكن نتيجة لضغط الرياح فإنه يفضل فى هذه الحالة أن تكون القاعدة مربعة وذلك إذا سمحت ظروف المساحة المتاحة، أما إذا ما كان عزم الانحناء يعمل فى نفس الاتجاه كما هو الحال فى العزوم المتولدة فى الإطارات الجاسئة فإنه فى هذه الحالة يجب تطويل (زيادة طول) القاعدة فى اتجاه اللامركزية.

• يبين الشكل (٩-١٧) قاعدة لعمود محورى معرض إلى قوة رأسية (P) وأخرى أفقية (H) فإذا ما تم فرض إلى مقدار المحصلة (R) يقطع القاعدة على مسافة

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

قدرها (e) من مركز القاعدة وعليه طبقاً لما ذكرنا سابقاً فإن القاعدة تتعرض إلى عزم انحناء وقوى عمودية وبالتالي فإن قيم الضغوط القصوى الواقعة على القاعدة من التربة هي كالآتي:

حالة $e > \frac{L}{6}$:

$$f_{\max \text{ at toe}} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

أقصى إجهاد عند القدم

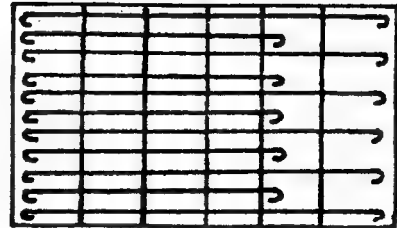
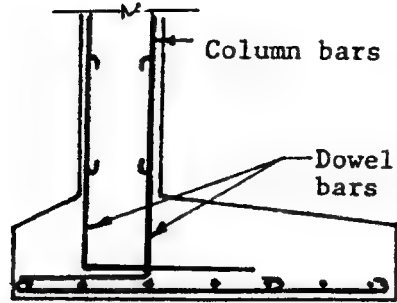
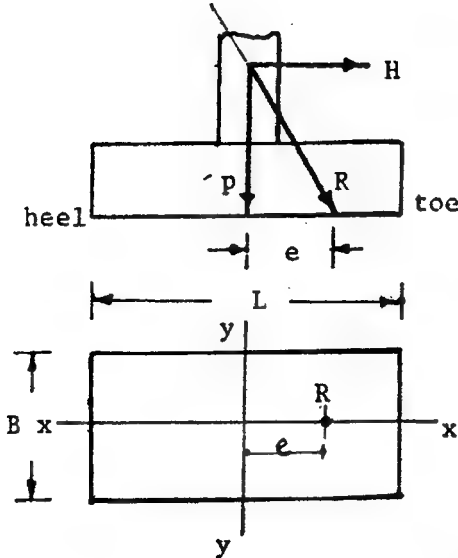
$$f_{\max \text{ at heel}} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

أقصى إجهاد عند الهيل

حالة $e > \frac{L}{6}$:

$$f_{\max \text{ at toe}} = \frac{2P}{3B(L/2 - e)}$$

حيث $e = \frac{M}{P}$ = مقدار اللامركزية للحمل العمودي من المركز والمحور الرئيسى الرأسى (y-y)



شكل (٩-١٧)

- هذا وكما ذكرنا سابقاً فإن أبعاد القاعدة (B) ، (L) يتم تحديدهما بالكيفية والحد الذى لا تتعدى فيه قيم الإجهادات القصوى (f_{max}) القيم المسموح بها لنوعية التربة لقاعدة مباشرة وعند منسوب التأسيس للقاعدة.
- ومما هو جدير بالذكر أيضاً كما نوهنا سابقاً بأنه فى حالة ما إذا كان العمود معرضاً إلى عزم انحناء ثابت فى اتجاه واحد كما هو موضح بالشكل (٩-١٧) فإن فى هذه الحالة يفضل أن يكون ويختار مركز ثقل القاعدة يبعد عن نقطة تأثير الحمل بمقدار اللامركزية (e) حتى تتلاشى قيمة عزم الانحناء المؤثرة على القاعدة وبالتالي يمكن القول واعتبار أن القاعدة معرضة إلى حمل محورى فقط وعليه تكون الإجهادات موزعة بانتظام أسفل القاعدة وعليه يكون الطول الكبير لجزء القاعدة على اليمين (عند القدم) هو الكبير والعكس الطول القصير عند الهيل وفى هذه الحالة يعمل الجزء الطويل عند القدم كبلطة كابولية حول وجه العمود وبالتالي يمكن حساب وتصميم القطاعات الحرجة للقاعدة باتباع نفس الأسلوب للقواعد المعرضة إلى قوى محورية كما سبق وكما سوف يرد فى الأمثلة.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه نظراً لكبر قيمة عزم الانحناء فى مثل هذا النوع من القواعد فإنه يفضل أن يتم ربط حديد العمود بالقاعدة (الأشابر) جيداً بداخلها وكما هو موضح بالشكل (٩-١٧).

٩-٤ أمثلة محلولة:

مثال رقم (١):

المطلوب تصميم قاعدة عمود أبعاد 40×60 سم ومعرض إلى حمل تشغيلى قدره ١٠٠ طن بالإضافة إلى عزم انحناء دائم قدره ٣٠ طن.م يعمل فى مستوى موازى للاتجاه الطويل للعمود ويعمل فى اتجاه واحد فقط. فإذا علم أن جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس هو ١,٠٠ كجم/سم^٢ وأن حديد التسليح هو صلب طرى رتبة ٣٥/٢٤ والخرسانة رتبة C 200.

الحل:

حيث أن عزم الانحناء دائم الاتجاه ويعمل في اتجاه واحد إذن يجب ضرورة استخدام قاعدة مستطيلة الشكل وأن مركز ثقل القاعدة يجب أن ينطبق مع الخط الرأسى لمقدار الحمل الغير ممرکز حتى يمكن القول بأن توزيع الإجهادات على التربة يكون منتظم نظراً لتولد عزم انحناء من أسفل إلى أعلى مضاد لعزم الانحناء الخارجى المؤثر وكما هو مبين بالكروكى شكل (٩-٢٠).

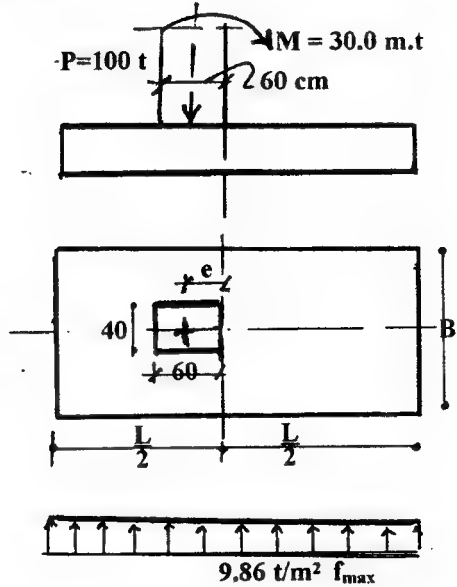
مقدار اللامركزية

$$\therefore e = \frac{M}{P} = \frac{30}{100} = 0.3 \text{ ms}$$

وبالتالى يكون مقدار عزم الانحناء النهائى المؤثر على القاعدة يساوى صفراً أى أنها كما لو كانت معرضة إلى حمل محورى قدره $P = 100 \text{ t}$

وبالتالى فإن أقصى إجهاد واقع على التربة لا يتعدى الإجهاد الصافى المسموح به لها

$$\begin{aligned} \text{i.e. } A_{\text{plain conc.}} &= \frac{P}{f_{\text{net all}}} = \frac{100}{10} \\ &= 10 \text{ m}^2 = L_p \times B_{\text{pl.}} \end{aligned}$$



شكل (٩-٢٠)

وبفرض أن طول القاعدة إلى عرضها يعادل نسبة طول العمود إلى عرضه

$$\text{i.e. } \frac{L_p}{B_p} = \frac{l_c}{b_c} = \frac{60}{40} = 1.5 \longrightarrow L_p = 1.5 B_p$$

ومن المعادلتين السابقتين بين (L_p) ، (B_p) يتم إيجاد قيمة كل منها.

$$\text{i.e. } 10 = 1.5 B_p^2 \longrightarrow B_p = 2.58 \text{ ms} \longrightarrow 2.6 \text{ ms}$$

$$\therefore L_p = 1.5 \times 2.6 = 3.9 \text{ ms}$$

أى أن أبعاد القاعدة العادية هي ٣,٩ م طول × ٢,٦ م عرض وأن أقصى إجهاد صافى واقع على التربة يعادل :

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

$$f_{n \text{ soil}} = \frac{100}{2.6 \times 3.9} = 9.86 \text{ t/m}^2 < f_{n \text{ all}} \quad (\text{o.k})$$

يتم التعامل مع القاعدة العادية ويفرض بروز قدره ٤٠ سم من حدود القاعدة المسلحة إذن سمك العادية يعادل :

$$\therefore c_p \leq 1.15 t_p \longrightarrow t_p = 35 \text{ cm} \quad \text{take } 40 \text{ cm}$$

إذن أبعاد القاعدة المسلحة يعادل طول $L = (3.9 - 2 \times 0.4) = 3.1 \text{ ms}$ وعرض B

$= (2.6 - 2 \times 0.4) = 1.8 \text{ ms}$ وعليه فإن القاعدة المسلحة تكون معرضة إلى حمل

قدره ١٠٠ طن محوري أيضاً وبالتالي إلى إجهاد تلامس (f_{contact}) قدره

$$f_{\text{contact}} = \frac{100}{3.1 \times 1.8} = 17.9 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ t/m}^2 (\text{o.k}) \text{ safe}$$

ويتم تصميمها لمقاومة الإجهادات الواقعة عليها من جراء هذا الإجهاد من أسفل إلى أعلى وذلك لمجابهة عزوم الانحناء والقوى القاصة والتماسك والقص الثاقب الخ - شكل (٩-٢١).

بالنسبة للاتجاه الطويل للقاعدة:

عزم الانحناء (القطاع الحرج على

وجه العمود):

$$M_{1-1} = 17.9 \times 1.55 \times 1.8 \times \frac{1.55}{2}$$

$$= 38.7 \text{ m.t}$$

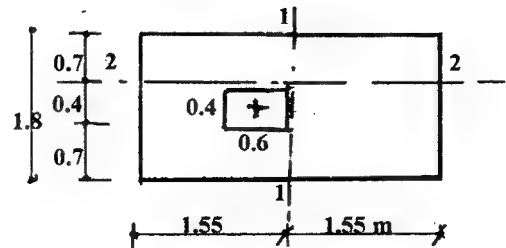
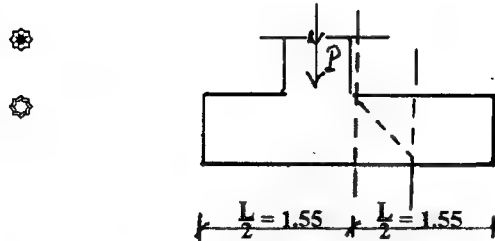
$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M}{B}}$$

$$= 0.361 \sqrt{\frac{38.7 \times 10^5}{180}} = 58 \text{ cm}$$

القص الثاقب (بفرض القطاع

الحرج على وجه العمود):

$$Q_{\max p} = P - f_{\text{cont}} \times l_c \cdot b_c$$



شكل (٩-٢١)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

$$\therefore Q_{\max p} = 100 - 17.9 \times 0.4 \times 0.6 = 95.7 \text{ t}$$

$$\therefore d_p = \frac{Q_{\max p}}{\square \times q_{p \text{ all}}} = \frac{95.7}{2(0.4 + 0.6) \times 100} = 47.9 \cong 50 \text{ cm}$$

$$\text{take } d = 60 \text{ cm} \longrightarrow t = 60 + 5 = 65 \text{ cm}$$

مساحة الحديد الرئيسي:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{38.7 \times 10^5}{1237 \times 60} = 52.14 \text{ cm}^2 / \text{beareth.}$$

$$\text{take } 27 \phi 16 \text{ mm} / 1.8 \text{ ms} \longrightarrow (54.0 \text{ cm}^2)$$

التحقق من نسبة حديد التسليح:

$$\mu = \frac{A_{s \text{ act}}}{b d} = \frac{54}{180 \times 60} = 0.005 \cong 0.5 \% > 0.25 \% (\mu_{\min})$$

$$< \mu_{\max} \% = 8.56 \times 10^{-4} \times f_{cu} = 8.56 \times 10^{-4} \times 200 = 1.712 \% \text{ (o.k.)}$$

التحقق من إجهاد التماسك للحديد الرئيسي (للقطاع الخارج على وجه

العمود):

$$Q_{\max b} = f_{\text{cont}} \times \frac{L}{2} \times B = 17.9 \times 1.55 \times 1.8 = 49.94 \text{ t}$$

$$\therefore q_b = \frac{Q_{\max b}}{0.87 \Sigma o \cdot d} = \frac{49.44 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 27 \times 1.6 \times 60} = 7.1 \text{ kg/cm}^2 < 10$$

(o.k) safe

التحقق من طول الرباط للحديد الرئيسي:

$$d_d = \frac{A_s f_s}{0.9 q_{b \text{ all}}} = \frac{2.01 \times 1400}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 56.0 \text{ cm} < (c - \text{cover}) (150 \text{ cm})$$

(o.k) safe

التحقق من إجهاد القص [للقطاع الخارج على بُعد (d) من وجه

العمود]:

$$Q_{\max sh} = f_{\text{cont}} \times B (c - d) = 17.9 \times 1.8 (1.55 - 0.6) = 30.61 \text{ (t)}$$

$$q_{\max sh} = \frac{Q_{\max sh}}{0.87 b d} = \frac{30.61 \times 10^3}{0.87 \times 180 \times 60} = 3.26 \text{ kg/cm}^2 < q_{s b \text{ all}}$$

(6 kg/cm²) (o.k) safe

بالنسبة للاتجاه القصير للقاعدة:

عزم الانحناء:

$$M_{2-2} = f_{\text{cont}} \times \frac{L \times (B - b_c)^2}{8}$$

$$= 17.9 \times 3.1 \times (0.7)^2 / 8 = 3.40 \text{ m.t}$$

$$\therefore d = 60 \text{ cm}$$

مساحة الحديد:

$$A_s = \frac{M_{\text{max}}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{3.4 \times 10^5}{1237 \times 60} = 4.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.25}{100} \times 310 \times 60 = 46.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{take } A_s = A_{s \text{ min}} = 24 \phi 16 \text{ mm}$$

التحقق من إجهاد التماسك لحديد التسليح:

$$Q_{\text{max b}} = f_{\text{contact}} \times L \times \left(\frac{B - b_c}{2} \right) = 17.9 \times 3.1 \times 0.7 = 38.84 \text{ (t)}$$

$$\therefore q_b = \frac{Q_{\text{max}}}{0.87 \Sigma o \cdot d} = \frac{38.84 \times 10^3}{0.87 \times 24 \times 1.6 \times 3.14 \times 60} = 6.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 10 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{o.k.})$$

التحقق من طول الرباط للحديد الرئيسى:

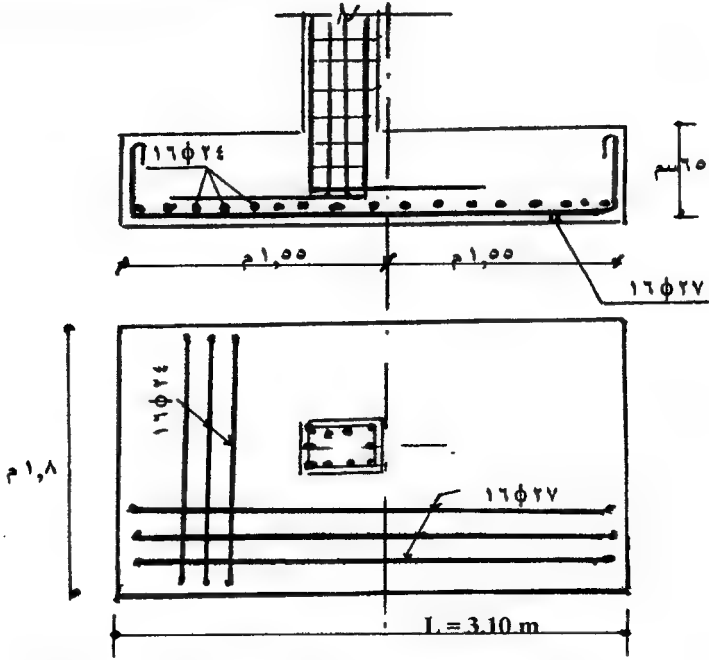
$$d_d = \frac{A_s f_s}{o \cdot q_{b \text{ all}}} = \frac{2.01 \times 1400}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 56.0 \text{ cm} < (70 - 5 \text{ cm}) \quad (\text{o.k.})$$

التحقق من إجهاد القص:

سوف تكون قيمته أقل حيث أن قيمة ($Q_{\text{max sh}}$) فى الاتجاه القصير أقل.

• أى أن القاعدة المسلحة بالأبعاد ٣,١ م × ١,٨٠ م وبسمك كلى ٦٥ سم آمنة وقادرة على تحمل جميع أنواع الإجهادات المؤثرة عليه وذلك مع حديد تسليح فى الاتجاه الطولى قدره ٢٧ ϕ ١٦ لعرض قدره ١,٨ م وفى الاتجاه القصير قدره ٢٤ ϕ ١٦ لعرض قدره ٣,١ م وكما هو موضح بالكروكى التالى شكل (٩-٢٢).

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS



شكل (٩-٢٢) كيفية تسليح وتوزيع الحديد على القاعدة في المثال السابق

مثال (٢):

المطلوب تصميم قاعدة عمود 60×40 سم ومعرض إلى حمل تشغيلي قدره ١٠٠ طن بالإضافة إلى عزم انحناء متعكس في الاتجاهين بالنسبة لمحور موازى للاتجاه الطويل للعمود قدره ٣٠ طن.م. أفرض أن جهد التربة الصافي المسموح به عند منسوب التأسيس هو ١,٠٠ كجم/سم^٢ وأن حديد التسليح هو صلب طول رتبة ٣٥/٢٤ والخرسانة رتبة C 200.

الحل:

حيث أن عزم الانحناء متعكس ويعمل في اتجاهين إذن يجب ضرورة استخدام قاعدة مستطيلة الشكل واعتبار أن القاعدة معرضة إلى حمل قدره ١٠٠ طن مركزي بالإضافة إلى عزم انحناء في اتجاه واحد أولاً ثم نعكس الوضع ونعتبر القاعدة معرضة كحالة ثانية إلى حمل محوري قدره أيضاً ١٠٠ طن بالإضافة إلى عزم انحناء في الاتجاه المعاكس كما سوف يتضح فيما يلي :

تعرض القاعدة إلى حمل محوري ١٠٠ طن وعزم انحناء في اتجاه واحد

كما هو في الشكل (٩-٢٣):

إيجاد أبعاد القاعدة العادية:

حيث أن القاعدة معرضة إلى (P) ، (M)
 ∴ الإجهادات الواقعة على التربة أو
 على القاعدة العادية تكون خطية وكما هو
 موضحة بالشكل () وأن قيم
 أقصى وأقل إجهادات يتم حسابها من
 المعادلة المعروفة

$$q_{\max} = \frac{P}{B_p L_p} \left[1 + \frac{6e}{L_p} \right]$$

حيث :

$$e = \frac{M}{P} = \frac{30}{100} = 0.3 \text{ ms}$$

وأبعاد القاعدة العادية هما (L_p) ، (B_p)
 ولعدم انهيار التربة يجب ألا تتعدى أقصى
 قيمة للإجهادات (q_{max}) عن أقصى إجهاد
 صافى مسموح به للتربة وهو ١٠ طن/م^٢

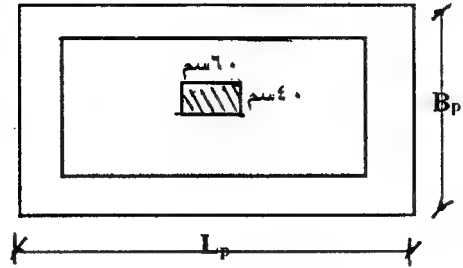
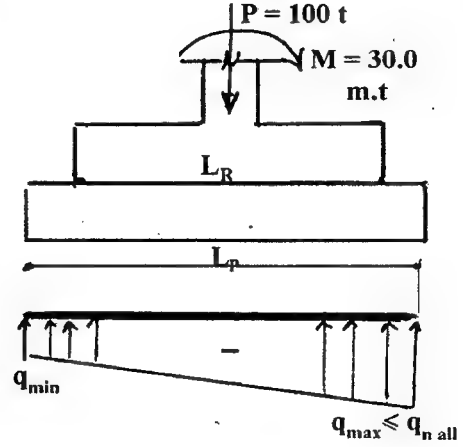
$$\text{i.e. } q_{\max} = \frac{P}{B_p L_p} \left[1 + \frac{6e}{L_p} \right] \leq q_{n \text{ all}} [10 \text{ t/m}^2]$$

$$\text{i.e. } 10 = \frac{100}{B_p L_p} \left[1 + \frac{6 \times 0.3}{L_p} \right]$$

ومنها عرض القاعدة (B_p) بدلالة طول القاعدة (L_p) كالآتي :

$$B_p = 10 \left(\frac{L_p + 1.8}{L_p^2} \right)$$

وهي معادلة تربط قيمة العرض (B_p) بالطول (L_p) والحل هو بطريقة المحاولة
 والخطأ (Trial & error) يمكن إيجاد كل منهما على حدة كما يلي في الجدول
 التالي :



شكل (٩-٢٣)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

L_p (m)	B_p (m)	$A_p = L_p \cdot B_p$ (m ²)
2	9.5	19.0
2.5	6.88	17.2
3.0	5.33	16.0
4.0	3.625	14.5
4.5	3.11	14.0
5.0	2.72	13.6
5.5	2.41	13.27

وبالنظر إلى الجدول السابق يتضح أن القاعدة المستطيلة تعطى أقل مساحة وأن القيمة 4.5×3.11 م تحقق النسبة بينها $\left(\frac{4.5}{3.11} = 1.45\right)$ تقريباً النسبة بين طول وعرض العمود $\left[1.5 = \frac{0.60}{0.40} = \frac{\ell_c}{b_c}\right]$ لذلك يتم أخذ طول القاعدة 4.5 متر وعرضها 3.2 متر.

وبمعلومية قيم أبعاد القاعدة العادية وهي $B_p = 3.2$ m ، $L_p = 4.5$ ms إذن يتم حساب قيم أقصى إجهادات واقعة على التربة بشرط ألا تتعدى القيمة القصوى (f_{max}) عن الإجهاد الصافي المسموح به للتربة وأن القيمة الدنيا (f_{min}) يجب ألا تكون أقل من الصفر حتى لا يحدث انفصال بين القاعدة والتربة (أى يجب ألا تتولد إجهادات شد على التربة).

$$\therefore f_{\min} = \frac{P}{B_p L_p} \left[1 \pm \frac{6e}{L_p} \right]$$

$$= \frac{100}{4.5 \times 3.2} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.3}{4.5} \right] \therefore f_{\max} = 9.72 \text{ t/m}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = +4.2 \text{ t/m}^2 > 0 \quad (\text{no tension}) \quad (\text{o.k.})$$

وبفرض بروز الخرسانة العادية 40 سم من جميع النواحي وسمكها

$$40 \text{ سم فإن أبعاد القاعدة المسلحة } L_R = 4.5 - 2 \times 0.4 = 3.7 \text{ ms}$$

$$B_R = 3.2 - 2 \times 0.4 = 2.4 \text{ ms}$$

• بالنسبة لتصميم القاعدة المسلحة ذات الأبعاد $B = 2.4$ ms ، $L = 3.7$ ms

يتبع نفس الخطوات السابقة في المثال السابق.

• يتم حساب جهد التلامس بين القاعدة العادية والمسلحة.

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

$$f_{\text{cont max min}} = \frac{P}{BL} \left[1 \pm \frac{6e}{L} \right]$$

$$\therefore f_{\text{cont max}} = \frac{100}{2.4 \times 3.7} \left[1 + \frac{6 \times 0.3}{3.7} \right] = 116.7 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ (o.k)}$$

$$\therefore f_{\text{cont min}} = \frac{100}{2.4 \times 3.7} \left[1 - \frac{6 \times 0.3}{3.7} \right] = 5.78 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ (o.k)}$$

i.e. no tension.

يتم حساب قيمة إجهاد التماس

(x) لقطاع يقع على مسافة (f_{contact})

من الحافة المعرضة لأقصى إجهاد

$$f_{\text{contact}}(x) = 16.7 - \frac{(16.7 - 5.78) \times x}{3}$$

$$= 16.7 - \frac{10.92(x)}{3} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

وقيمة إجهاد التماس عند مركز العمود

تعاود عند ($x = 1.85 \text{ m}$)

$$f_{\text{contact}}(1.85) = 16.7 - \frac{10.92 \times 1.85}{3} = 9.996 \text{ t/m}^2$$

بالنسبة لإجهاد القص الثاقب (q_p):

$$\therefore Q_{\text{max p}} = P - A_{\text{col}} \cdot q_{\text{contact at c.g of col.}}$$

$$= 100 - 9.996 \times 0.6 \times 0.4 = 97.61 \text{ t}$$

$$\therefore d_p = \frac{Q_{\text{max p}}}{\Sigma \square \times q_{\text{p all}}} = \frac{97.61}{2(0.6 + 0.4) \times 100} = 0.4881 \text{ (m)}$$

بالنسبة لأقصى إجهادات واقعة على القاعدة في الاتجاه الطويل:

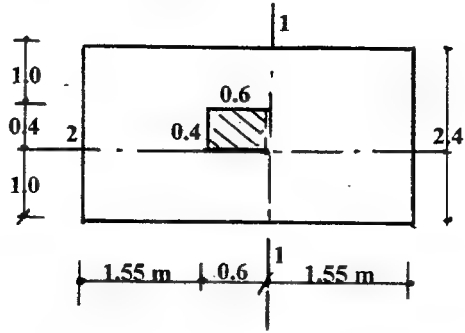
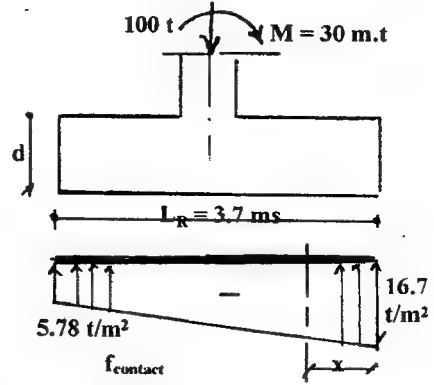
عزم الانحناء الأقصى عند وجه العمود:

قيمة إجهاد التماس عند وجه العمود ($x = 1.55 \text{ m}$)

$$f_{\text{contact}} = 16.7 - \frac{10.92}{3} \times 1.55 = 11.06 \text{ t/m}^2$$

$$M_{\text{max 1-1}} = 11.06 \times 1.55 \times 2.4 \times \frac{1.55}{2} + (16.7 - 11.06) \times 1.55 \times \frac{1}{2}$$

$$\times \frac{2}{3} \times 1.55 = 31.886 + 4.517 = 27.369 \text{ m.t}$$



شكل (٩-٢٤)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M}{B}} = 0.361 \sqrt{\frac{27.369 \times 10^5}{240}} = 38.55 \text{ cm}$$

$$\text{if we take } B = b_c + 20 = 40 + 20 = 60 \text{ cm}$$

$$\therefore d_m = 0.361 \sqrt{\frac{27.369 \times 10^5}{60}} = 77.1 \text{ cm}$$

$$\text{take } d = d_{av} = \frac{39 + 77}{2} = \frac{106}{2} = 55 \text{ cm} \longrightarrow t = 60 \text{ cm}$$

- حديد التسليح الرئيسى:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d} = \frac{27.369 \times 10^5}{1237 \times 55} = 40.23 \text{ cm}^2 \longrightarrow 20 \phi 16 (40.2 \text{ cm}^2)$$

وحيث أن عزم الانحناء المؤثر يعمل فى اتجاهين إذن يتم وضع نفس الحديد فى الاتجاهين أى $20 \phi 16$ فى الاتجاه الطولى للقاعدة وتوزع على العرض $2,40$ متر بالتساوى.

• التحقق من الحد الأدنى والأقصى للحديد التسليح الرئيسى فى الاتجاه الطولى.

$$\mu\% = \frac{40.2}{240 \times 55} = 0.31\% > \mu_{\min} = 0.25\% , \mu_{\max} = 1.712\% \text{ (o.k)}$$

- التحقق من إجهاد التماسك:

القطاع الحرج على وجه العمود

$$Q_{\max \text{ bond}} = 11.06 \times 1.55 \times 2.4 + (16.7 - 11.06) \times 1.55 \times \frac{1}{2} \times 2.4$$

$$= 41.14 + 10.488 = 51.63 \text{ (t)}$$

$$q_{\max b} = \frac{Q_{\max b}}{0.87 \sum o \cdot d} = \frac{51.63 \times 10^3}{0.87 \times 20 \times 3.14 \times 1.6 \times 55} = 10.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$> 10 \text{ kg/cm}^2$$

then take $A_s = 30 \phi 13 \text{ mm}$

$$\longrightarrow q_{\max b} = \frac{51.63 \times 10^3}{0.87 \times 30 \times 3.14 \times 1.3 \times 55} = 8.81 < 10 \text{ o.k}$$

- التحقق من طول الرباط:

$$d_d = \frac{A_s f_s}{o q_{b \text{ all}}} = \frac{2.01 \times 1400}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 56.0 \text{ cm } M (155 - 5 \text{ cm}) 150 \text{ cm} \text{ (o.k)}$$

— التحقق من إجهاد القص:

القطاع على بُعد (d) من وجه العمود

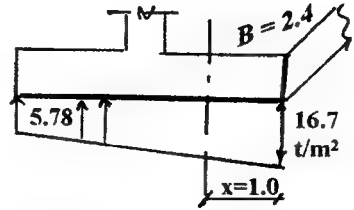
$$x_{sh} = 1.55 - 0.55 = 1.0 \text{ ms}$$

$$\therefore f_{\text{contact } x=1.0 \text{ ms}} = 16.7 - \frac{10.92 \times (1)}{3} = 13.06 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\text{max sh}} = 13.06 \times 1.0 \times 2.4$$

$$+ (16.7 - 13.06) \times \frac{1}{2} \times 1.0 \times 2.4$$

$$= 31.344 + 4.368 = 35.912 \text{ t}$$



$$\therefore q_{\text{max sh}} = \frac{Q_{\text{max sh}}}{0.87 b d} = \frac{35.912 \times 10^3}{0.87 \times 240 \times 55} = 3.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$< q_{\text{sh all}} (6 \text{ kg/cm}^2)$$

✱ بالنسبة لأقصى إجهادات واقعة على القاعدة في الاتجاه القصير:

— عزم الانحناء الأقصى على وجه العمود:

$$\therefore M_{\text{max 2-2}} = \left[\frac{16.7 + 5.78}{2} \right] \times 3.7 \times 1.0 \times \frac{1.0}{2} = 20.794 \text{ m.t/breadth}$$

$$\therefore d_{\text{act}} = 55 - 2 = 53 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{M_{\text{max}}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{20.794 \times 10^5}{1237 \times 53} = 31.72 \text{ cm}^2/\text{breadth}$$

check $A_{s \text{ min}} = \frac{0.25}{100} \times 370 \times 53 = 49.03 \text{ cm}^2/\text{breadth} (370 \text{ cm})$

take $A_{s \text{ act}} = A_{s \text{ min}} = 49.03 \text{ cm}^2 [37 \text{ f } 13 / 370 \rightarrow 10 \text{ f } 13 / \text{m}^2]$

— التحقق من إجهاد التماسك:

القطاع على وجه العمود

$$Q_{\text{max b}} = \left[\frac{16.7 + 5.78}{2} \right] \times 3.7 \times 1.0 = 41.588 \text{ (t)}$$

$$d_{\text{act}} = 53 \text{ cm}$$

$$\therefore q_{b \text{ max}} = \frac{Q_{\text{max sh}}}{0.87 \sum o d_{\text{act}}} = \frac{41.588 \times 10^3}{0.87 \times 53 \times 37 \times 3.14 \times 1.3} = 5.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 10 \text{ (o.k)}$$

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

- التحقق من طول الرباط:

$$d_d = \frac{A_s f_s}{o q_{ball}} = \frac{1.33 \times 1400}{3.14 \times 1.3 \times 10} = 45.61 \text{ cm} < (100 - 5) \text{ cm} \quad (\text{o.k})$$

- التحقق من إجهاد القص:

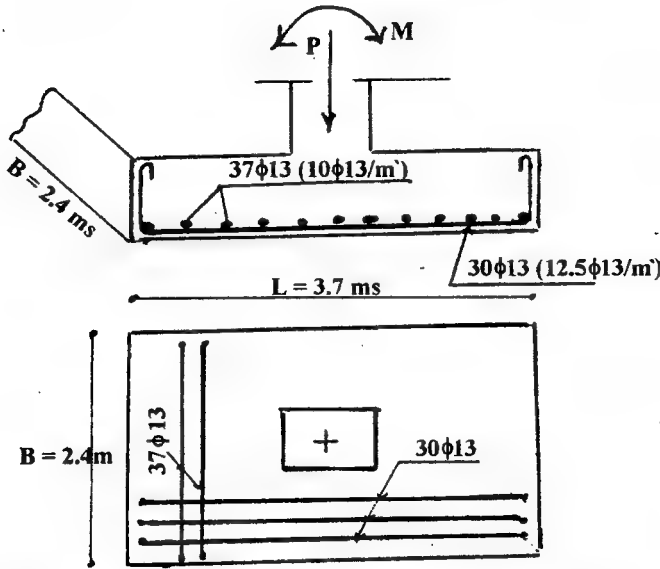
القطاع على بُعد (d) من وجه العمود

$$\therefore q_{\max sh} = \left[\frac{16.7 + 5.78}{2} \right] \times 3.7 \times [1.0 - 0.55] = 18.715 \text{ (t)}$$

$$\therefore q_{\max sh} = \frac{Q_{\max sh}}{0.87 b d_{act}} = \frac{18.715 \times 10^3}{0.87 \times 370 \times 53} = 1.1 \text{ kg/cm}^2 < 6 \text{ kg/cm}^2$$

وهو مقدار صغير نظراً لصغر القوى القصية وكبر عرض القاعدة.

ويبين الكروكي التالي شكل (٩-٢٥) بيان بسمك القاعدة وحديد تسليحها في الاتجاهين.



شكل (٩-٢٥) كروكي لبيان توزيع حديد التسليح للقاعدة المستطيلة في المثال السابق

مثال رقم (٣):

المطلوب تصميم قاعدة عمود في هيكل خرساني مسلح يحمل ٦٠,٠٠٠ طناً حملاً رأسياً، ١٢,٠٠ طن. متر كعزم انحناء عند سطح الأرض وقوة قص قدرها

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

٨,٠٠ طن عند سطح الأرض. أفرض عمق التأسيس ٢,٠٠ متر من سطح الأرض وقطاع العمود ٩٠×٣٠ سم وتسليحه ٢٢ ϕ ٦ لجانب الشد ، ٢٢ ϕ ٤ لجانب الضغط وعرض القاعدة محدد وهو ٢,١٠ متر وإجهاد التربة المسموح به عند منسوب التأسيس لا يتعدى ١,٢٠ كجم/سم^٢ (القص يعمل على زيادة العزم مع العمق وأن العزم والقص فى اتجاه واحد).

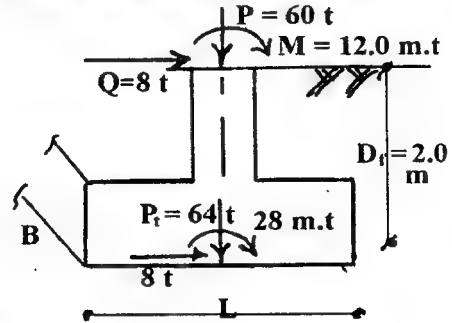
الحل:

حيث أن العمود معرض إلى ردود الأفعال وقوى عمودية ($P = 60 \text{ t}$)، عزم انحناء $M = 12.0 \text{ m.t}$ ، قوى قاصة أفقية فى اتجاه العزم $Q = 8.0 \text{ t}$ كما هو موضح فإن القاعدة عند منسوب التأسيس تتعرض إلى القوى التالية :

$$P_T = P + \gamma_{av} \cdot D_f = 60 + 2.0 \times 2.0 = 64 \text{ (t)}$$

$$M = 12.0 + Q \times D_f = 12 + 8 \times 2 = 28.0 \text{ m.t}$$

$$Q = 8.0 \text{ t}$$



شكل (٩-٢٦)

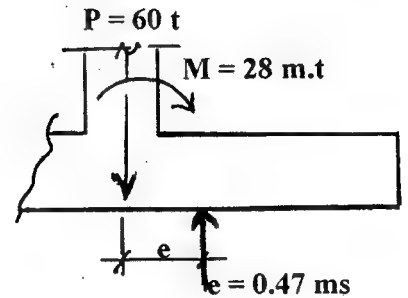
وحيث أن العزم المؤثر على القاعدة هو عزم ذو اتجاه واحد وليس متعكس إذن يتم تصميم القاعدة على أساس أنها بدون لا مركزية (e) وذلك بوضع حمل العمود عند مركز القاعدة وكما هو موضح بالكروكى التالى :

$$\therefore e = \frac{M}{P} = \frac{28}{60} = 0.47 \text{ ms}$$

$$\therefore q_{\text{net soil}} = \frac{P}{\text{Area of pl. con.}} \leq q_{n \text{ all}}$$

$$\therefore \frac{60}{\text{Area pl.}} \leq 12$$

$$\rightarrow A_{pl} = \frac{60}{12} = 5.0 \text{ m}^2$$



شكل (٩-٢٧)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

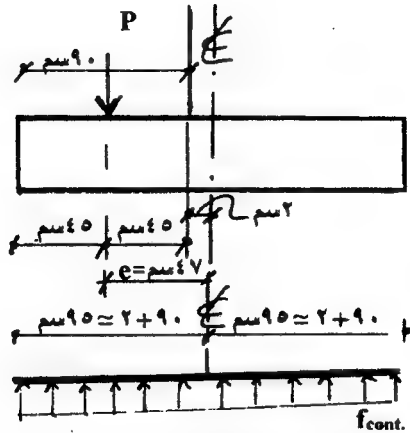
وحيث أن عرض القاعدة العادية محدد إذن طولها يعادل :

$$L_{pl} = \frac{A_{pl}}{B_{pl}} = \frac{5.0}{2.10} = 2.38 \text{ m} \rightarrow 2.4 \text{ ms}$$

أى أن القاعدة العادية أبعادها (2.10 × 2.40 m) وبفرض بروزها يعادل ٤٠ سم من كل ناحية إذن عمقها لا يقل عن $\left[\frac{C}{1.15}\right]$ أى ٣٥ سم ويؤخذ ٤٠ سم مساوى للبروز.

∴ أبعاد القاعدة المسلحة هو : طول يساوى [٠,٤ × ٢ - ٢,٤٠] = ١,٦٠ م وعرضها يساوى [٠,٤ × ٢ - ٢,١٠] = ١,٣٠ م وبالتالي يتم التعامل مع القاعدة المسلحة بهذه الأبعاد.

وبالإشارة إلى الكروكى التالى حيث الأبعاد السابقة حيث طول العمود ($l_c = 90 \text{ cm}$) أكبر من نصف طول القاعدة المسلحة وهو ٨٠ سم الأمر الذى يتطلب ضرورة زيادة نصف طول القاعدة المسلحة بحيث لا يقل عن [٩٠ سم + ٢ سم].



شكل (٩-٢٨)

وعليه يصبح طول القاعدة المسلحة ٩٢ × ٢ ≅ ١,٩٠ م وطول القاعدة العادية تبعاً لذلك يعادل ١,٩٠ = ٤٠ × ٢ + ١٩٠ سم وعرض القاعدة العادية ثابت ويعادل ٢١٠ سم وعرض القاعدة المسلحة ثابت ويعادل ١٣٠ سم وعليه تكون القاعدة المسلحة معرضة إلى إجهاد تلامس ($f_{contact}$) قدره:

$$f_{contact} = \frac{P}{\text{Area of R.C}} = \frac{60}{1.90 \times 1.3} = 24.30 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ (o.k)}$$

وعليه فإنه يتم تصميم القاعدة المسلحة لمقاومة الإجهادات الواقعة عليها من جراء إجهاد التلامس هذا وذلك لإيجاد السمك الكافى والحديد المطلوب لمجابهة هذه الإجهادات.

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

بالنسبة للاتجاه الطويل للقاعدة:

عزم الانحناء:

$$M_{1-1} = 24.3 \times 0.97 \times 1.3 \times \frac{2.97}{2}$$

$$= 14.86 \text{ m.t} / 130 \text{ cm}$$

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M}{B}}$$

$$= 0.361 \sqrt{\frac{14.86 \times 10^5}{130}}$$

$$= 38.6 \text{ cm}$$

القص الثاقب:

(يفرض أن القطاع الحرج على وجه

(العمود)

شكل (٩-٢٩)

$$Q_{\max p} = P - f_{\text{con}} \cdot l_c \cdot b_c = 60 - 24.3 \times 0.9 \times 0.3$$

$$= 53.44 \text{ (t)}$$

$$\therefore d_p = \frac{Q_{\max p}}{\square \times q_{p \text{ all}}} = \frac{53.44}{2 [0.3 + 0.9] \times 100} = 0.22 \text{ ms}$$

$$\therefore \text{take } d_{\text{act}} = 40 \text{ cm} \quad t = 45 \text{ cm}$$

مساحة الحديد الرئيسية:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d} = \frac{14.86 \times 10^5}{1237 \times 40} = 30.03 \text{ cm}^2 / \text{breadth (130 cm)}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.25}{100} \times 40 \times 130 = 13.0 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{take } 30.03 \text{ cm}^2$$

(15 ϕ 16) (30.5 cm²)

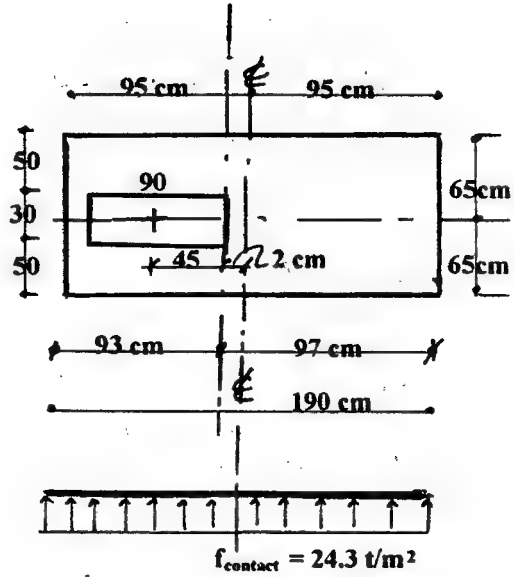
$$\text{i.e. } 15 \phi 15 / 1.3 \text{ m} \rightarrow 11.5 \phi 15 / \text{m}$$

التحقق من إجهاد التماسك:

$$Q_{\max b} = f_{\text{cont}} \times 0.97 \times B = 24.3 \times 0.97 \times 1.3 = 30.64 \text{ (t)}$$

$$q_b = \frac{Q_{\max b}}{0.87 \Sigma o \cdot d} = \frac{30.64 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 15 \times 1.6 \times 40} = 11.68 \text{ kg/cm}^2$$

> 10 (unsafe)



DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

∴ إما يتم زيادة سمك القاعدة إلى ٥٠ سم أو تقليل قطر الحديد وحيث أن التقليل سوف يزود عدد الأسياخ المطلوبة إلى الحد أن تتقارب المسافة بين الأسياخ مما لا يسمح بسهولة الصب الأمر الذي يفضل في هذه الحالة زيادة سمك القاعدة إلى ٥٠ سم.

$$\text{i.e. } d_{act} = 45 \text{ cm} \quad \therefore A_s = \frac{14.86 \times 10^5}{1237 \times 45} = 26.69 \text{ cm}^2 \quad (14 \phi 16 \text{ mm})$$

$$\text{i.e. } 14 \phi 16 / 1.3 \rightarrow 11 \phi 16 / \text{m} \quad (\text{i.e. } C.L \text{ to } C.L \cong 9 \text{ cm})$$

$$q_b = \frac{30.64 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 14 \times 1.6 \times 45} = 11.13 \text{ kg/cm}^2 > 10 \text{ (unsafe)}$$

ما زال إجهاد التماسك أكبر من الحدود المسموح بها وهو ١٠ كجم/سم^٢ وعليه يتم زيادة سمك القاعدة إلى ٥٥ سم أي أن $t = 60 \text{ cm}$

$$\therefore A_s = \frac{14.86 \times 10^5}{1237 \times 55} = 21.84 \text{ cm}^2 \quad (11 \phi 16 / 1.3 \text{ ms})$$

$$\therefore q_b = \frac{30.64 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 11 \times 1.6 \times 55} = 11.58 \text{ kg/cm}^2 > 10 \text{ kg/cm}^2$$

وما زال إجهاد التماسك أكبر إذن لا بد في هذه الحالة من زيادة عدد الأسياخ بأخذ القطر ١٣ مم مع السمك ٥٠ سم أي بمساحة قدرها ٢٦,٦٩ سم^٢ وهي تعادل ٢٠ ϕ ١٣ مم وبذلك تصبح قيمة إجهاد التماسك كما يلي :

$$\therefore q_b = \frac{30.64 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 20 \times 1.3 \times 45} = 9.59 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ (o.k) safe}$$

— التحقق من طول الرباط:

$$d_d = \frac{A_s f_s}{o \cdot q_{ball}} = \frac{1.326 \times 1400}{3.14 \times 1.3 \times 10} = 45.47 \text{ cm} < (97 - 5 \text{ cm})$$

— التحقق من إجهاد القص:

القطاع الحرج على بُعد (d) من وجه العمود

$$Q_{\max sh} = f_{cont} \times B (0.97 - d) = 24.3 \times 1.3 (0.97 - 0.45) = 16.427 \text{ (t)}$$

$$q_{\max sh} = \frac{Q_{\max sh}}{0.87 b d} = \frac{16.427 \times 10^3}{0.87 \times 130 \times 45} = 3.23 \text{ kg/cm}^2 < 6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (o.k)}$$

بالنسبة للاتجاه القصير للقاعدة:

عزم الانحناء:

$$M_{2-2} = f_{\text{cont}} \times L \times \frac{(B - b_c)^2}{8}$$

$$= 24.3 \times 1.9 \times \frac{(1.3 - 0.3)^2}{8} = 5.77 \text{ m.t}$$

$$\therefore d = 45 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{M_{\text{max}}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{5.77 \times 10^5}{1237 \times 45} = 10.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.25}{100} \times 45 \times 190 = 21.375 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{take } 21.375 \text{ cm}^2 (17 \phi 13 \text{ mm})$$

التحقق من إجهاد التماسك:

$$Q_{\text{max b}} = f_{\text{cont}} \times L \times \frac{(B - b_c)}{2} = 24.3 \times 1.9 \times \frac{(1.3 - 0.3)}{2} = 23.09 \text{ (t)}$$

$$\therefore q_b = \frac{Q_{\text{max b}}}{0.87 \Sigma o \cdot d} = \frac{23.09 \times 10^3}{0.87 \times 17 \times 1.3 \times 3.14 \times 45} = 8.49 \text{ kg/cm}^2 < 10$$

(safe)

التحقق من طول الرباط:

$$d_d = \frac{A_s f_s}{o \cdot q_{b \text{ all}}} = \frac{1.326 \times 1400}{3.14 \times 1.3 \times 10} = 45.5 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \quad (\text{o.k.})$$

التحقق من إجهاد القص:

$$Q_{\text{max sh}} = f_{\text{cont}} \cdot L \left[\frac{B - b_c}{2} - d \right]$$

$$= 24.3 \times 1.9 \left[\frac{1.3 - 0.3}{2} - 0.45 \right] = 2.309 \text{ (t)}$$

$$q_{\text{max sh}} = \frac{Q_{\text{max sh}}}{0.87 b d} = \frac{2.309 \times 10^3}{0.87 \times 190 \times 45} = 0.31 \text{ kg/cm}^2 \lll 6 \text{ kg/cm}^2$$

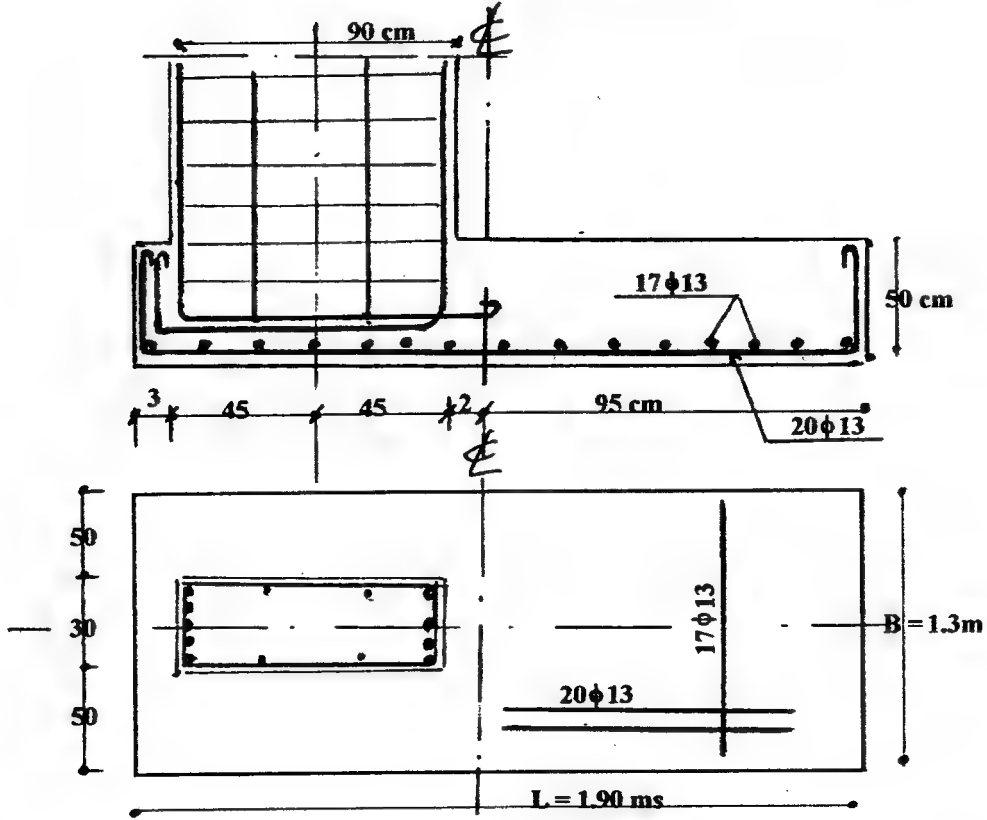
(o.k.)

مما سبق يتبين أن القاعدة المسلحة بأبعاد طول ١,٩٠ م × عرض ١,٣٠ م

وبسمك كلى ٥٠ سم آمنة وقادرة على تحمل جميع الأحمال الواقعة عليها

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

وذلك مع حديد تسليح طولى فى الاتجاه الطولى قدره $20 \phi 13$ لعرض قدره ١,٩ م وفى الاتجاه القصير قدره $17 \phi 13$ مم لعرض قدره ١,٣٠ وكما هو موضح بالكروكى التالى شكل (٩-٣٠).



شكل (٩-٣٠) كيفية تسليح وأبعاد القاعدة المسلحة فى المثال السابق رقم (٣)

مثال رقم (٤):

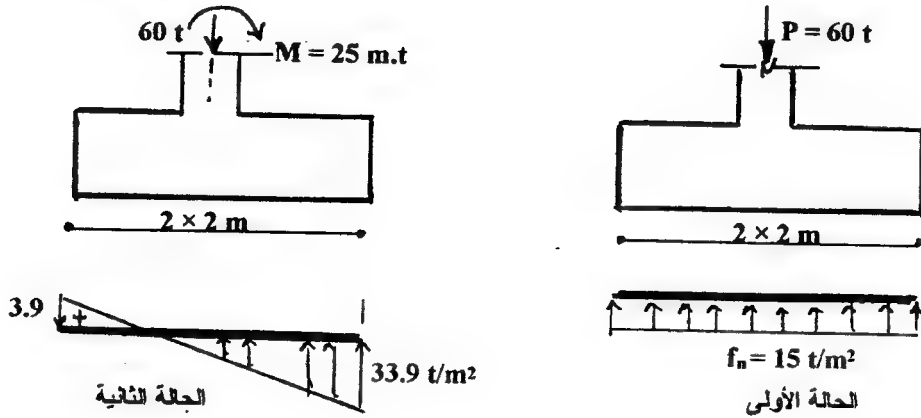
قاعدة عمود مربع الشكل عادية بأبعاد 2.00×2.00 متر يتركز عليها عمود محورى يحمل حملاً تشغيلياً قدره ٦٠ طن. فإذا ما أضيف للقاعدة عزم انحناء فى اتجاه واحد قدره ٢٥ طن.م المطلوب إعادة تصميم القاعدة إذا علم أن جهد التربة الصافى المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس يعادل ١,٥ كجم/سم^٢ وأن الخرسانة هى رتبة C 200 وحديد التسليح هو رتبة ٣٥/٢٤.

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

الحل:

في الحالة الأولى فإن الحمل محوري مع القاعدة قدره ٦٠ طن ومساحة القاعدة $٢,٠٠ \times ٢,٠٠$ متر إذن الجهد الواقع على التربة يكون موزع بانتظام وقدره :

$$f_{n \text{ soil}} = \frac{P}{A} = \frac{60}{2 \times 2} = 15 \text{ t/m}^2 = f_{n \text{ all}} \quad (\text{o.k}) \quad \text{safe}$$



شكل (٩-٣١)

في الحالة الثانية عند إضافة عزم انحناء قدره ٢٥ طن.م على القاعدة إذن تكون الإجهادات الواقعة على التربة تكون خطية وغير موزعة بالتساوي.

$$f_{n \text{ soil}} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{25}{60} = 0.42 \text{ ms}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2.0}{6} = 0.33 \text{ ms}$$

وحيث أن $e > \frac{L}{6}$ إذن فإن الإجهادات الواقعة على التربة سوف تأخذ الشكل الموضح وبها إجهادات شد في ناحية وإجهادات ضغط في الناحية الأخرى.

$$f_{n \text{ soil}} = \frac{60}{2 \times 2} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.42}{2} \right]$$

$$\text{i.e. } f_{\max} = 33.9 \text{ kg.m}^2 \text{ (comp.)}$$

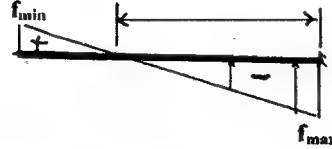
$$f_{\min} = 3.9 \text{ t/m}^2 \text{ (Tension)}$$

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

ومن هذا يتبين أن أقصى إجهادات على التربة تزيد عن ١٥ طن/م^٢ الحدود المسموح بها للضغط وأن هناك إجهادات شد متولدة على التربة وهو غير مسموح به حيث أنه سوف يحدث انفصال بين القاعدة والتربة وعليه فإنه يجب أن لا تتعدى قيمة (f_{min}) عن الصفر وأن قيمة أقصى إجهاد ضغط واقع على التربة يحسب من المعادلة التالية:

$$f_{max} = \frac{2P}{3B \left(\frac{L}{2} - e \right)} = \frac{2 \times 60}{3 \times 2 \left[\frac{2}{2} - 0.42 \right]}$$

$$= 34.48 \text{ t/m}^2 > f_{n \text{ all}} (15 \text{ t/m}^2)$$



وهو غير مسموح به لذلك يجب إعادة تصميم القاعدة مرة ثانية أى إيجاد أبعادها ($L \times B$) بحيث لا تتعدى الإجهادات الواقعة على التربة عن ($f_{n \text{ all}}$) وبجانب ذلك يمكن الاقتصاد فى أبعاد القاعدة بحيث تؤخذ مقدار اللامركزية (e) تساوى الحد الأدنى لها وهو ($\frac{L}{6}$) وعليه فإن :

$$q_{max} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \leq 15 \text{ t/m}^2 (q_{n \text{ all}})$$

$$\therefore B = \frac{P}{15} \left(\frac{L + 6e}{L^2} \right) = \frac{60}{15} \left(\frac{L + 6 \times 0.42}{L^2} \right)$$

$$\text{i.e. } B = 4 \left(\frac{L + 2.52}{L^2} \right) \quad *$$

وهى معادلة تربط العلاقة الاقتصادية بين كل من عرض القاعدة وطولها ومن حل هذه المعادلة يتبين أن أقل قيمة للطول هو ($L = 2.52$) .∴ يتم أخذ الطول $L = 2.60$ وعليه فإن العرض المناظر لهذا الطول هو :

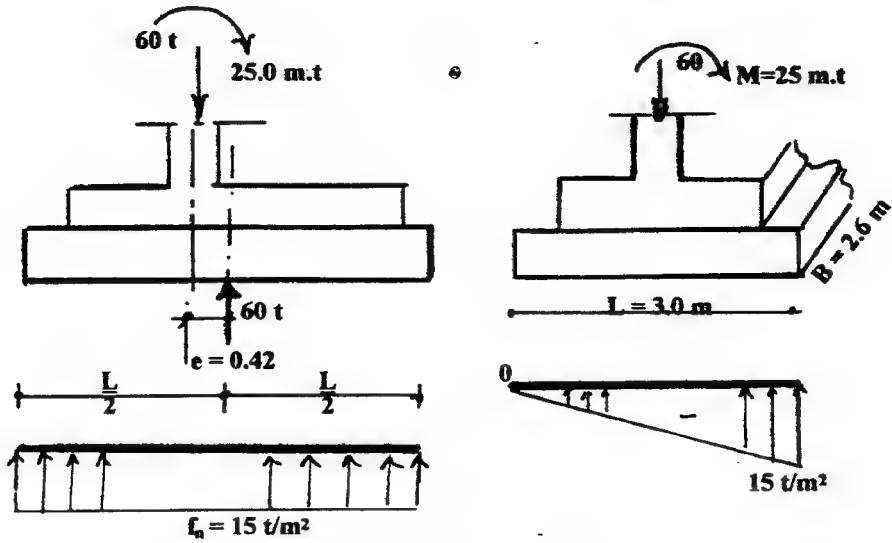
$$B = 4 \left(\frac{2.6 + 2.52}{(2.6)^2} \right) = 3.0 \text{ ms}$$

أى أن طول القاعدة هو الطول الكبير $L = 3.0 \text{ m}$ ، عرضها يعادل $B = 2.6 \text{ ms}$

ومما جاء بعاليه فإن القاعدة العادية الآمنة بحيث لا يتعدى الإجهاد الواقع على التربة بدون إجهادات شد عليها هو $٢,٦٠ \text{ م} \times ٣,٠٠ \text{ م}$ وبالتالي

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

فإنه يمكن اختبار القاعدة المسلحة بالأبعاد [طول = $2.4 \times 3.0 = 7.2$ م ، عرض = $2.4 \times 2.4 = 5.76$ م] وبفرض أبعاد العمود 30×50 سم فإنه يمكن تصميم القاعدة المسلحة بإيجاد مسكها وحديد تسليحها الآمنين باتباع نفس الأسلوب والطريقة والخطوات المتبعة في المثال رقم (١).



شكل (٩-٣٢)

وهناك حل آخر يمكن عن طريقه جعل الإجهادات موزعة بانتظام بجعل محصلة رد الفعل للتربة ينطبق مع مقدار اللامركزية ($e = 0.42$ م) وكما هو مبين.

$$\text{i.e. } f_n = \frac{P}{A} \leq 15$$

$$\therefore A = \frac{60}{15} = 4.0 \text{ m}^2$$

$$\text{وبفرض } 1.67 = \frac{50}{30} = \frac{L}{B} = \frac{\ell_c}{b_c}$$

$$\therefore L = 1.67 B \longrightarrow B = \frac{4.0}{1.67} \longrightarrow B = 2.4 \text{ m}$$

$$\therefore L = 2.7 \text{ m}$$

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

ويعتبر هذا الحل أكثر اقتصاداً عن الحل السابق حيث مساحة القاعدة العادية في الحالة الأولى تعادل $(3.0 \times 2.6 = 7.8 \text{ م}^2)$ وفي الحالة الثانية تعادل (2.7×2.7) الحالة الأخيرة القاعدة المسلحة تكون بأبعاد $2.0 \times 0.9 \text{ م}$ بفرض بروز الخرسانة ٣٥ سم من كل جانب وبعد ذلك يتم اتباع نفس الخطوات المتبعة في المثال رقم (١) لإيجاد أبعاد حديد تسليح القاعدة المسلحة.

وهناك افتراض آخر ألا وهو اختيار (L-B) للقاعدة العادية يعادل $(L_c - b_c)$

$$\text{i.e. } L - B = L_c - b_c = 0.5 - 0.3 = 0.2$$

$$\text{i.e. } B = L - 0.2$$

$$\therefore f_{n \text{ soil}} = f_{\max} = \frac{P}{B \cdot L} \left[1 \pm \frac{6e}{L} \right] \leq 15$$

$$\therefore \frac{60}{L(L-0.2)} \left[1 + \frac{6 \times 0.42}{L} \right] = 15$$

$$\therefore \frac{60}{L^2 - 0.2L} \left[1 + \frac{2.52}{L} \right] = 15$$

$$\therefore 60 + \frac{151.2}{L} = 15L^2 - 3L$$

$$\therefore 60L + 151.2 - 15L^3 + 3L^2 = 0$$

$$L^3 - 0.2L^2 + 4L + 10.08 = 0$$

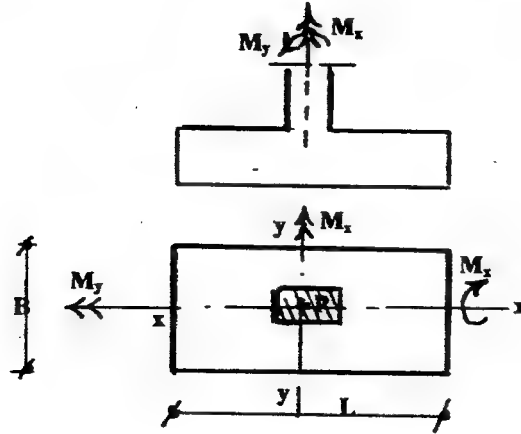
وهي معادلة من الدرجة الثالثة يتم حلها بالمحاولة في المجهول (L) ثم يتم إيجاد العرض (B) ويكمل الحل بعد ذلك.

القواعد المنفصلة المعرضة إلى قوى عمودية (P) وعزوم انحناء مزدوجة حول المحورين (M_x & M_y):

• في بعض الحالات تتعرض القواعد المسلحة سواء مربعة أو مستطيلة الشكل إلى أحمال غير محورية بالنسبة لمحوري القاعدة الرئيسيين (x-x) ، (y-y) وعليه تكون القواعد معرضة إلى :

قوى عمودية (p) + عزم انحناء حول المحور (x-x) هو (M_x) + عزم انحناء حول المحور (y-y) هو (M_y) وكما هو مبين بالشكل (٩-٢٣).

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS



شكل (٩-٣٣)

- وبناء وبتابع حساب الإجهادات عند أى نقطة على سطح القاعدة تكون المعادلة العامة للإجهادات هي :

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y}$$

حيث (I_x) : هو عزم القصور الذاتي للقاعدة حول محورها ($x-x$)

، (I_y) : هو عزم القصور الذاتي للقاعدة حول محورها ($y-y$) ،

، (x) ، (y) : هي إحداثيات النقطة التي يتم حساب الإجهادات عندها

- تتلخص طريقة الحل فى الخطوات المبسطة التالية وبالإشارة إلى الشكل (٩-٣٣)

حيث القاعدة معرضة إلى حمل (P) عند سطح الأرض وعزوم انحناء قدره (M_x) ،

، (M_y) :

- ١- يتم زيادة قيمة الحمل (P) بضربه فى معامل ١,٣٠ - ١,٤٠ وذلك على فرض أن القاعدة معرضة إلى حمل محورى فقط هذا المعامل يأخذ فى الاعتبار تأثير عزوم الانحناء المؤثرة.

i.e. $P_g = (1.3 \sim 1.4) P_{\text{acting axial}}$

- ٢- يتم حساب مساحة القاعدة بالتقريب على أساس أنها معرضة إلى حمل محورى

.(p)

$$A = \frac{P_g}{f_{n \text{ all soil}}} \text{ m}^2$$

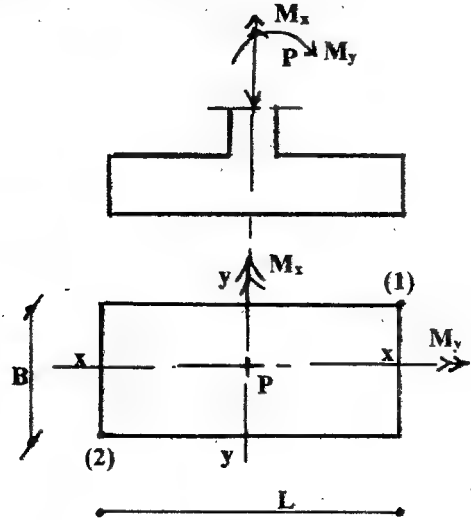
DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

بدلالة العلاقة بين $\frac{L}{b} = \frac{\ell_c}{b_c}$ يمكن إيجاد علاقة طول القاعدة (L) مع عرضها (B) وبالتالي يتم إيجاد كل من طولها وعرضها لأقرب ٥ سم.

٣- بدلالة الأطوال (L)، (B) يتم التحقق من أقصى إجهادات واقعة على القاعدة تحت وعند تعرضها إلى كل من (P)، (M_x)، (M_y) وباستخدام المعادلة العامة للإجهادات وذلك عند الأركان الحرجة لتأثير كل من هذه القوى وبالأخص عزوم الانحناء أى عند النقاط (١)، (٢):

$$f_{n \text{ soil max at corner (1)}} = \frac{+P}{BL} + \frac{M_x}{I_x} \cdot \frac{B}{2} + \frac{M_y}{I_y} \cdot \frac{L}{2} \leq f_{n \text{ all}}$$

وهذه القيمة بإشارة موجبة معناها ضغط ويجب ألا تزيد عن أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة عند منسوب التأسيس وهو (f_{n all}).



شكل (٩-٣٤)

$$f_{n \text{ soil min at corner (2)}} = \frac{+P}{BL} - \frac{M_x}{I_x} \cdot \frac{B}{2} - \frac{M_y}{I_y} \cdot \frac{L}{2}$$

وهذه القيمة يجب أن تكون موجبة أى ضغط أى أكبر من الصفر وذلك للتربة الرملية (Sandy soil) ويجب أن تكون موجبة أى ضغط وفى نفس الوقت لا تقل عن $\left(\frac{f_{max}}{2}\right)$ وذلك فى حالة التربة الطينية أو الطميية وذلك لتقليل الهبوط النسبى تحت أركان القاعدة، هذا بالإضافة إلى أنه ممنوع أن تكون قيمة (f_{min}) سالبة حتى لا تتعرض التربة إلى شد كما ذكرنا سابقاً وبالتالي انفصال القاعدة عن التربة أسفلها. فإذا تحققت الشروط السابقة كانت أبعاد القاعدة (L)، (B)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

آمنة وإذا لم تتحقق فإنه في هذه الحالة يجب أن يعاد النظر في هذه القيم معاً أو في أحدهما فقط مع العلم بأن :

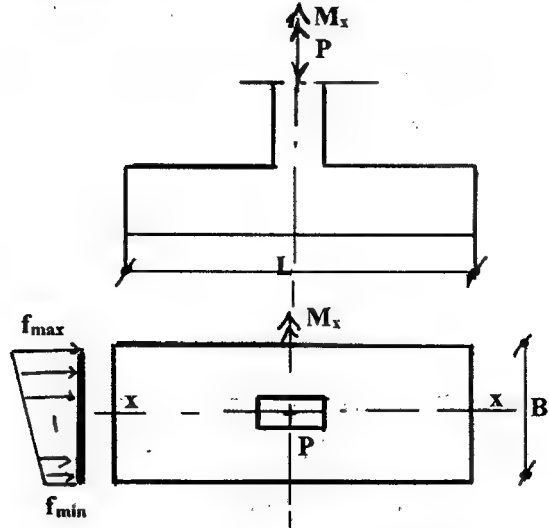
$$I_x = \frac{LB^3}{12} \quad , \quad I_y = \frac{BL^3}{12}$$

٤- بعد ذلك يتم الحل بتجزئ القاعدة إلى الحالتين التاليتين :

الحالة الأولى:

وهي تعريض القاعدة ذات الطول والعرض المعروفين (L) ، (B) إلى قوة عمودية (P) وعزم انحناء في اتجاه واحد حول المحور الرئيسي (x-x) أى إلى (M_x) كما هو مبين بالشكل وعليه يتم تصميم القاعدة باتباع نفس الخطوات السابقة لمثل هذه الحالة وتمت الإجهادات القصوى والدنيا المؤثرة عليها.

$$f_{\max} = \frac{P}{LB} \pm \frac{M_x}{I_x} \cdot \frac{B}{2}$$

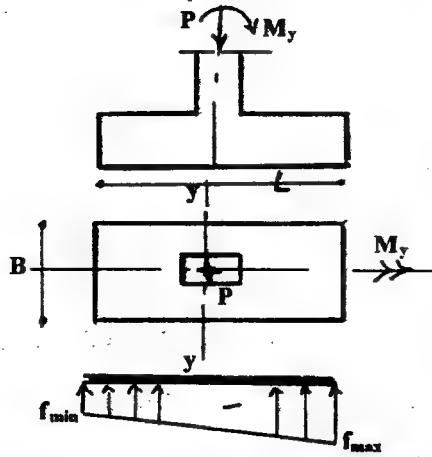


شكل (٩-٣٥)

الحالة الثانية:

وهي تعريض القاعدة ذات الطول والعرض المعروفين (L) ، (B) إلى قوة عمودية (p) وعزم انحناء في اتجاه واحد حول المحور الرئيسي (y-y) أى إلى (M_y) كما هو مبين بالشكل وعليه يتم تصميم القاعدة باتباع نفس الخطوات السابقة.

$$f_{\max} = \frac{P}{LB} \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot \frac{L}{2}$$



شكل (٩-٣٦)

٥- من توزيع الإجهادات على كامل المساحة (عند الأركان الأربعة) يتم إيجاد متوسط الإجهادات المناظرة للقطاعات الحرجة لكل من العزوم والقوى القاصية والقص الثاقب والتماسك ومنها يتم حساب قيم هذه القوى الداخلية وبالتالي تصميم هذه القطاعات الحرجة حتى لا تتعدى الإجهادات المتولدة فيها عن أقصى إجهادات مناظرة مسموح بها لنوع وطبيعة الإجهاد المؤثر.

٩-٥ قواعد الأعمدة الحديدية:

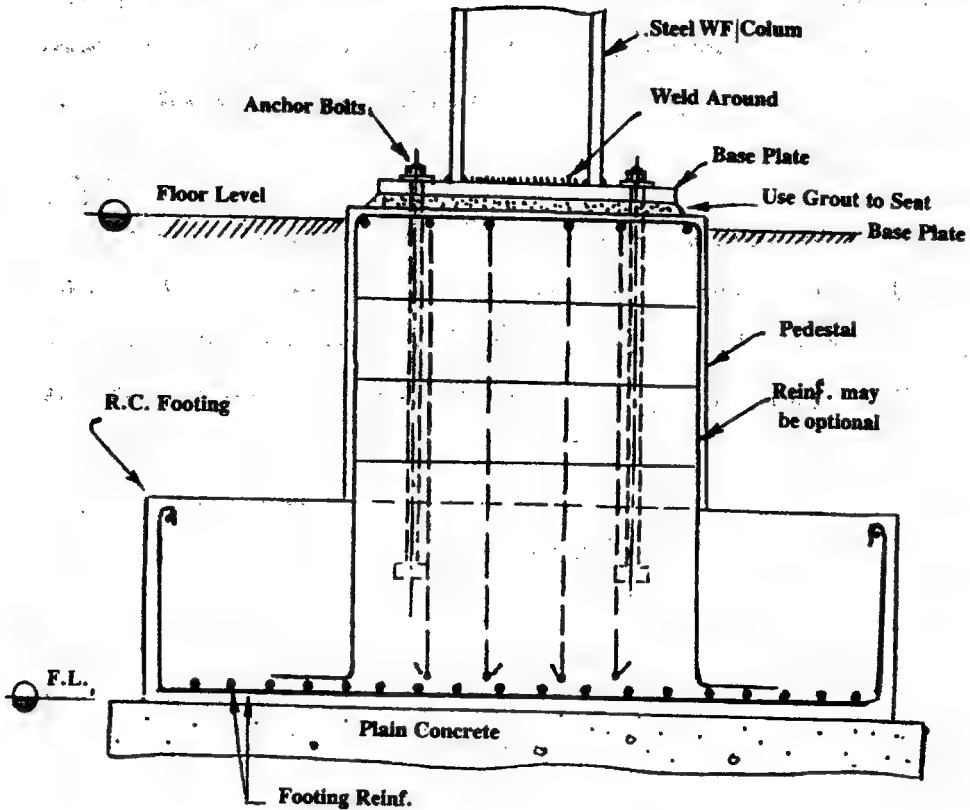
٩-٥-١ مقدمة:

- حيث أن الأعمدة الحديدية معرضة لخطورة الصدا وبسهولة تنفيذ مثل هذه الأعمدة فبأنه بصفة عامة ينتهي العمود الحديدى أعلى المنسوب النهائى للأرضية بحوالى ١٠ سم ويكون انتقال الحمل من مادة العمود وهى الصلب إلى مادة التربة الضعيفة من خلال وسيط هو القاعدة المسلحة.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه لا يؤسس العمود الحديدى على القاعدة الخرسانية مباشرة للأسباب التالية :

- ١- أن منسوب تأسيس القاعدة المسلحة يكون على عمق لا يقل عن ١,٠٠ متر أو أكثر حسب طبيعة التربة وجهدها بينما فى الغالب يكون المنسوب الذى ينتهى عنده العمود الحديد أعلى من منسوب الأرضية والذى يصل إلى واحد متر فى بعض الأحيان.

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

٢- إن طريقة تثبيت عمود الحديد تحتاج إلى ما يسمى جوايط (مسامير التثبيت) وهذه الجوايط غالباً ما تمتد إلى طول يزيد عن ١,٠٠ متر مما يستلزم وجود عمق خرساني يزيد عن هذا الطول بحوالي ٢٥ سم ويعنى ذلك ضرورة وجود كتلة خرسانية بهذا العمق تسمح بتثبيت هذه الجوايط. وللأسباب المذكورة بعاليه يستلزم للأعمدة الحديدية ضرورة عمل وتنفيذ ما يسمى برقبة عمود (عمود قصير) يعمل كحلقة وصل بين نهاية العمود الحديدى والقاعدة الخرسانية، وأن أبعاد هذا العمود القصير (pedestal) هى أبعاد لوح التثبيت (Base plate) مضافاً إليه من ٥ - ١٠ سم من كل ناحية وتسليح هذا العمود هو تسليح الأعمدة (حوالى ١% حديد تسليح) مع توفير وتكثيف الكانات اللازمة ويبين الشكل (٩-٣٧) قاعدة عمود حديد مع رقبة العمود.



شكل (٩-٣٧) أساس عمود حديد

٢-٥-٩ كيفية تصميم قاعدة عمود حديدى:

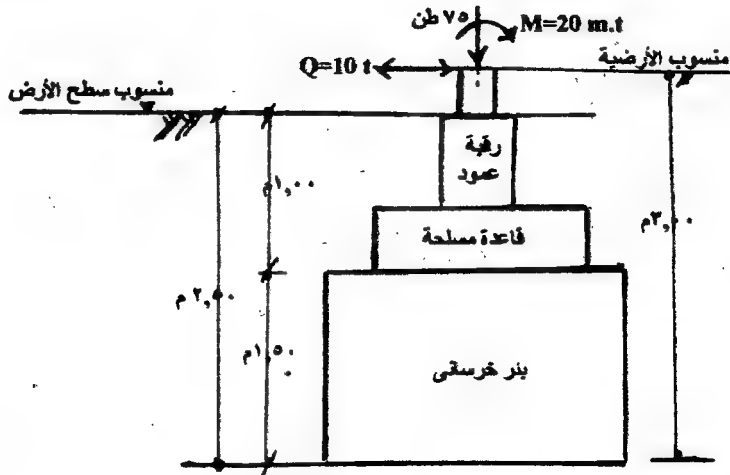
تتبع التنظيمات السابق الإشارة إليها فى المقدمة مع تصميم القاعدة المسلحة طبقاً للخطوات والأسلوب السابق نكرها حسب نوع القاعدة مربعة أو مستطيلة والقوى المؤثرة عليها سواء قوى محورية أو غير محورية الخ وكما يتضح من المثال التالى :

مثال:

عمود من الصلب قطاعه $W \approx 30$ يحمل قوة محورية قدرها ٧٥ طن بجانب عزم انحناء متردد قدره ٢٠,٠٠ طن متر (انعكاسى) وقوة قص مترددة أيضاً مقدارها ١٠,٠٠ طن. العמוד الصلب مثبت على لوح من الصلب سمك ٣٠ مم وأبعاده الأفقية ٧٠٠ × ٦٠٠ مم وهذا اللوح مثبت بدوره فى رقبة عمود خرسائى مسلح بواسطة ٦ جوايط $\phi 28$ مم (المسافة الأفقية بين صفى الجوايط تعادل ٥٠٠ مم) - عمق التأسيس ٢,٥ متر وقدره تحمل التربة المسموح بها ١,٥ كجم/سم^٢. منسوب الأرضية يرتفع عن سطح الأرض ٠,٥ متر.

الحل:

حيث أن الفرق بين منسوب الأرضية ومنسوب التأسيس يعادل ٣,٠٠ متر وهو ارتفاع كبير نسبياً والذى يتطلب رقبة عمود خرسائى مسلح بارتفاع كبير لذلك يمكن الحل باستخدام بئر إسكندراتى من الخرسانة العالية بعق ١,٥ متر يعطيه قاعدة خرسائية مسلحة كما هو مبين بالكروكى التالى (شكل ٩-٣٨) :



شكل (٩-٣٨)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

الحل:

بالنسبة للبئر الإسكندراني الخرسانى:

عند منسوب التأسيس يتعرض الأساس إلى القوى التالية كحالة تحميل :

$$M = M_{ex} + Q \times 3 = 20 + 10 \times 3.0 = 50 \text{ m.t}$$

$$Q = 10 \text{ t}$$

$$N = P = 75 \text{ t} \rightarrow e = \frac{M}{N} = \frac{30}{75} = 0.4 \text{ ms}$$

$$\therefore f_{\max} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \leq f_{\text{all}}$$

ويفرض أن القاعدة مربعة الشكل طول ضلعها (L)

$$\therefore f_{\max} = \frac{75}{L^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.4}{L} \right) \leq 15$$

$$\therefore 1 + \frac{2.4}{L} = 0.2 L^2 \rightarrow L + 2.4 = 0.2 L^3$$

$$\therefore L^3 - 5L = L^2 \rightarrow L(L^2 - 5) = 12$$

$$\therefore L^2 = 17 \rightarrow L = 4.12 \text{ ms} \rightarrow L = 4.15 \text{ m}$$

ويتم التحقق من القيمة الدنيا للإجهاد حتى لا يتعرض القاعدة إلى شد.

$$f_{\min} = \frac{75}{(4.15)^2} \left[1 - \frac{6 \times 0.4}{4.15} \right] = 1.8 \text{ t/m}^2 \text{ (comp.) (o.k.)}$$

أبعاد القاعدة العادية 4.15×4.15 م وبارتفاع ١,٥ متر.

بالنسبة للقاعدة المسلحة:

بالنسبة للقاعدة المسلحة والتي تؤخذ مربعة الشكل أيضاً بعرض (B) وهى

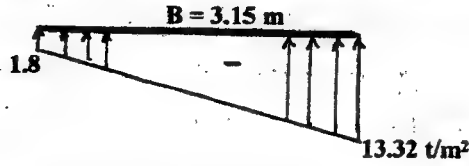
معرضة إلى القوى التالية كحالة تحميل قوى عمودية : $P = 75 \text{ t}$ ، عزملتحذاء يعادل $[M = M_{ex} + 10 \times 1.5]$ أى إلى عزم انحناء يعادل $(20 + 15)$ (35 m.t) وعليه باعتبار بروز للعادية يعادل ٠,٥ م من كل جهة فإنأبعاد المسلحة هى $[0.5 \times 2 - 4.15] = 3.15 \times 3.15$ م وعليه فإنقيمة إجهاد التلامس بين العادية والمسلحة كالآتى $(e = \frac{M}{N} = \frac{35}{75} = 0.47)$:

$$f_{\text{contact max min}} = \frac{P}{A_{R.C}} \left[1 \pm \frac{6e}{B_{R.C}} \right] = \frac{75}{(3.15)^2} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.47}{3.15} \right]$$

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

$$\therefore f_{\text{cont max}} = 13.32 \text{ t/m}^2 \quad (\text{comp}^n) \quad (\text{o.k.}) < 50 \text{ t/m}^2$$

$$f_{\text{cont min}} = 1.8 \text{ t/m}^2 \quad (\text{comp}^n) \quad (\text{o.k.}) < 50 \text{ t/m}^2$$



ولإيجاد سمك القاعدة المسلحة يجب تصميم رقبة العمود أولاً حيث أن قطاعها معلوم وهو أبعاد لوح التثبيت + ١٠ سم أى ٧٠ سم × ٨٠ سم وهو قطاع العمود وحديد تسليحه كالآتى :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{35}{75} = 0.47 \text{ ms}$$

$$\therefore e_s = e + t/2 - c = 0.47 + \frac{0.80}{2} - 0.05 = 0.82 \text{ ms}$$

$$M_s = N \cdot e_s = 75 \times 0.82 = 61.5 \text{ m.t}$$

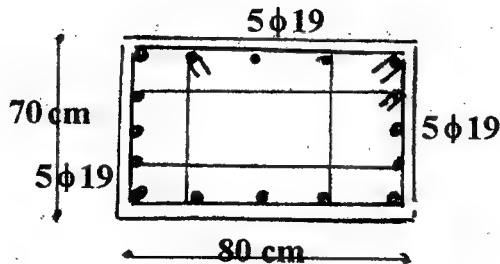
$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M_s}{b}} \quad \therefore 75 = k_1 \sqrt{\frac{61.5 \times 10^5}{70}} \rightarrow k_1 = 0.253$$

$$\rightarrow f_c = 75 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow k_2 = 1217$$

$$\therefore A_s = \frac{M_s}{k_2 d} - \frac{N}{f_s} = \frac{61.5 \times 10^5}{1217 \times 75} - \frac{75}{1.4} = 67.4 - 53.6 = 13.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{take } A_{s \text{ min}} = \frac{0.25}{100} \times 70 \times 80 = 14.0 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 19$$

وحيث أن القطاع معرض إلى عزم انحناء متردد إذن يتم أخذ $A_s = A'_s = 5 \phi 19$ وكذلك على بقية الأضلاع أى $5 \phi 19$ على كل ضلع كما هو مبين بالكروكى مع كانتات $5 \phi 10$ م - شكل (٩-٣٩).



شكل (٩-٣٩)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

- وبناء على أبعاد رقبة العمود فإن القاعدة المسلحة بأبعاد $3,15 \times 3,15$ م والمرتكز عليها رقبة العمود يمكن تصميم القاعدة المسلحة والمعرضة إلى إجهادات تلامس كما يلي :

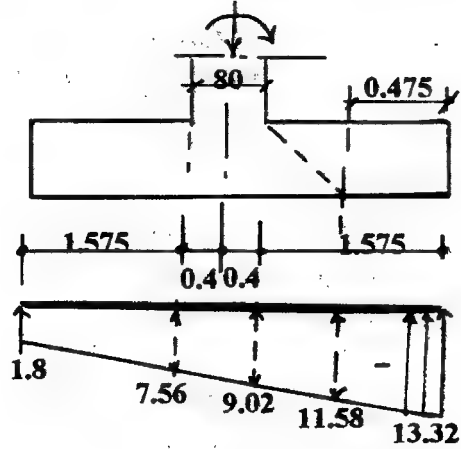
عزم الانحناء:

$$M = \left[1.175 \times 9.02 \times \frac{1.175}{2} + \frac{1}{2} (13.32 - 9.02) \times 1.175 \times \frac{2}{3} \times 1.175 \right] 3.15$$

$$= 25.86 \text{ m.t / breadth } 3.15 \text{ ms}$$

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}}$$

$$b = b_c + 20 = 70 + 20 = 90 \text{ cm}$$



شكل (٩-٤)

$$\therefore d_m = 0.361 \sqrt{\frac{25.86 \times 10^5}{90}} = 61.2 \text{ cm} \rightarrow t = 70 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{25.86 \times 10^5}{1217 \times 65} = 32.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 17 \phi 16$$

القص الثاقب:

$$Q_{\max p} = P - f_{\text{cont av}} \cdot A_{\text{col}}$$

$$= 75 - \left(\frac{9.02 + 7.56}{2} \right) \times 0.7 \times 0.8 = 70.4 \text{ (t)}$$

$$d_p = \frac{Q_{\max}}{\square \times q_{p \text{ all}}} = \frac{70.4}{2 [0.7 + 0.8] \times 100} = 0.23 \text{ m} < 70 \text{ cm (o.k) safe}$$

القص المصاحب للعزم:

القطاع على بُعد (d) من وجه العمود

$$Q_{\max sh} = \left(\frac{13.32 + 11.58}{2} \right) \times 0.475 \times 3.15 = 18.63 \text{ (t)}$$

$$\therefore q_{\max sh} = \frac{Q_{\max}}{0.87 b d_{\text{act}}} = \frac{18.63 \times 10^3}{0.87 \times 315 \times 65} = 1.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (o.k)}$$

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

إجهاد التماسك لحديد التسليح:

القطاع على وجه العمود

$$Q_{\max b} = \left(\frac{13.32 + 9.02}{2} \right) \times 1.175 \times 3.15 = 41.34 \text{ (t)}$$

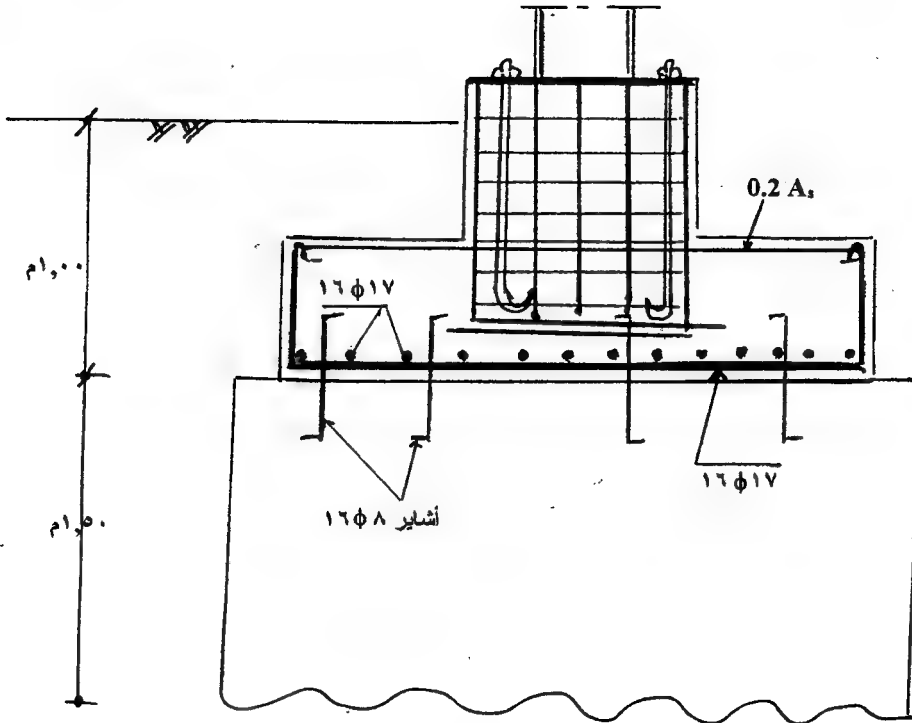
$$\therefore q_{\max b} = \frac{Q_{\max b}}{0.87 \sum o d_{\text{act}}} = \frac{41.34 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 17 \times 1.6 \times 65} = 8.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 10 \text{ (o.k)}$$

التحقق من طول الرباط:

$$d_d = \frac{A_s f_s}{o q_{b \text{ all}}} = \frac{2.01 \times 1400}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 56.0 \text{ cm} < (1.175 - 0.05) \text{ ms (o.k)}$$

إذن عمق القاعدة المسلحة ٧٠ سم كافى لمجابهة جميع أنواع الإجهادات المؤثرة مع حديد تسليح ١٧ ϕ ١٦ توضع فى العرض ٣,١٥ م فى الاتجاهين وكما هو موضح بالكروكى التالى (شكل ٩-٤١):



شكل (٩-٤١)

DESIGN OF ISOLATED FOOTINGS

هذا وتجدر الإشارة إلى أنه لمقاومة القوة القصية المترددة قدرها ١٠ طن الأفقية عند نقلها إلى القاعدة فإنه يتم استخدام أشاير حديد رأسية بين القاعدة المسلحة والبئر الخرساني العادي وكما هو موضح بالكروكي السابق وباختيار مساحتها (A_{sd}) حيث :

$$A_{sd} = \frac{Q}{q_{steel\ all}} = \frac{10}{0.8} = 12.5 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{7 \phi 16}$$

ولجعلها متماثلة في الناحيتين تؤخذ ٨ $\phi 16$ في صفين ٤ $\phi 16$ لكل صف.



١-١٠ مقدمة:

★ يمكن تعريف القواعد المشتركة بأنها تلك القواعد التي تحمل أكثر من عامود في صف واحد.

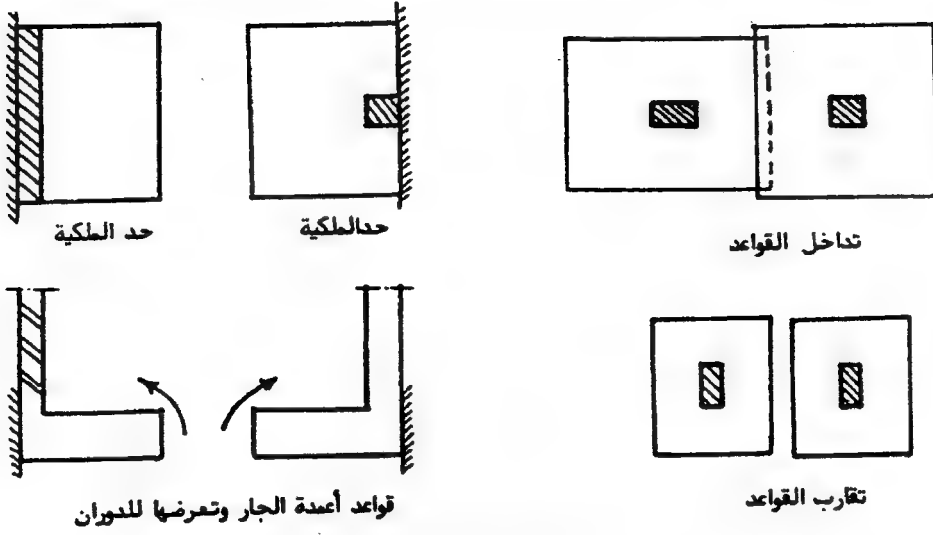
★ عادة ما تستخدم القواعد المشتركة لعدة حالات وأسباب منها - أنظر شكل

(١-١٠):

١- الرغبة في التغلب على اللامركزية الناجمة عن وجود أعمدة خارجية ملاصقة لخط الجار (Property line) وذلك عن طريق اختيار أقرب الأعمدة الداخلية على خط واحد مع عامود الجار وعمل قاعدة مشتركة للعمودين الداخلي والخارجي بحيث يكون مركز ثقل القاعدة المشتركة منطبقاً مع محصلة قوتي العمودين.

٢- وجود تداخل لقواعد عدد محدود من الأعمدة المتقاربة وفي هذه الحالة يجب تشكيل القاعدة بحيث ينطبق مركز ثقلها مع محصلة قوى الأعمدة المتقاربة وذلك للتغلب على اللامركزية التي قد تسبب دوران أو تغلوت في الهبوط أو زيادة كبيرة في الإجهادات المنقولة للتربة بما قد يزيد من قدرة تحمل التربة المسموح بها.

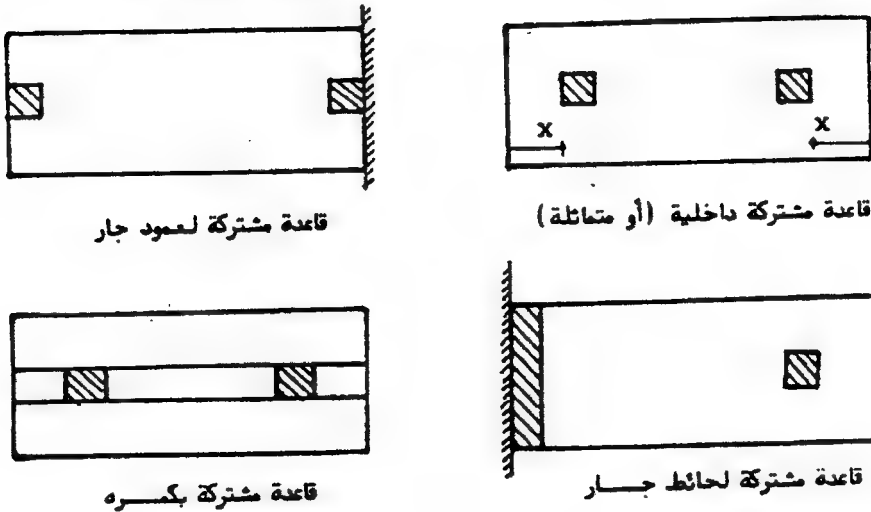
DESIGN OF COMBINED FOOTINGS



شكل (١٠-١) مشاكل التأسيس بالقواعد المنفصلة

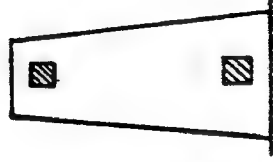
★ هذا وتأخذ القواعد المشتركة عدة أشكال منها : الشكل المستطيل (Rectangular) أو شبه المنحرف (Trapezoidal) أو الشكل المحزوز (Notched) أو قاعدة كابولية (قاعدتين منفصلتين مربوطتين بكمره بين عموديهما) (Strap footing) أو أساس حصيرة (Raft or mat foundation) وذلك في حالة ما تكون القاعدة تجمع أكثر من عمود تحت جزء أو كل مساحة المنشأ وكما هو موضح بالشكل (١٠-٢).

★ ويبين الشكل (١٠-٢) الأشكال المختلفة لربط عمود الجار بعمود داخلي.





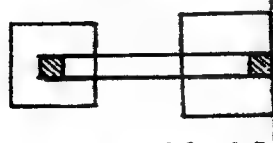
قاعدة مشتركة غير منتظمة



قاعدة مشتركة شبه منحرف



قاعدة مشتركة غير مستوية



قاعدة مشتركة كابولية

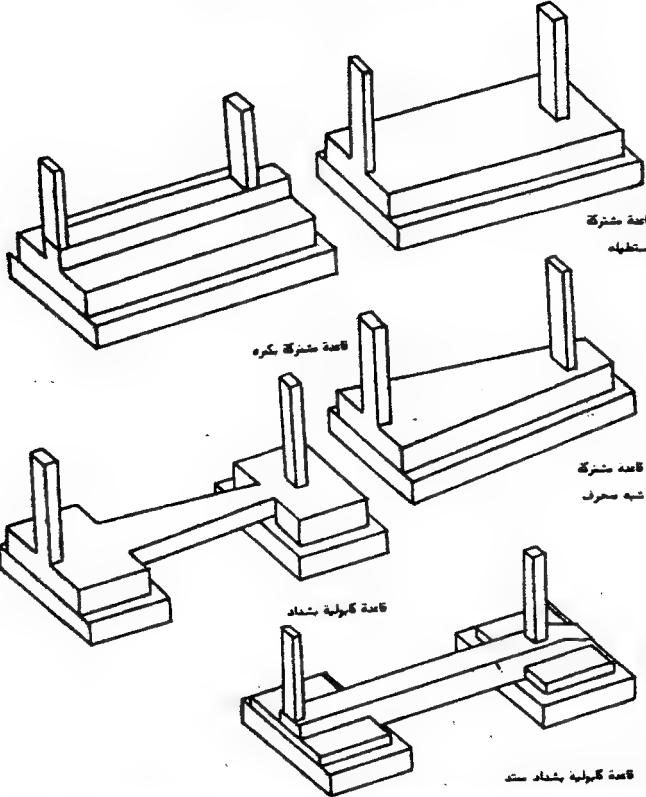


قاعدة مشتركة مستوية (بكرة وبخون)



قاعدة مشتركة لعائطين

أنواع القواعد المشتركة

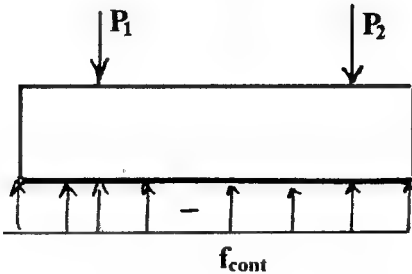


شكل (١٠-٢) القواعد المشتركة لربط عمود الجار بآخر داخلي

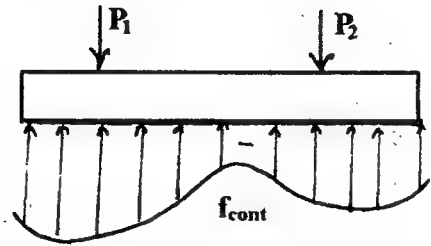
DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يمكن ربط عمودى القاعدة المشتركة بعصب على الخط الواصل بين العمودين وذلك لزيادة جساءة القاعدة كما هو مبين بالشكل (١٠-٢).

★ هذا ويبين الشكل (١٠-٣) توزيع الإجهادات أسفل أساس مشترك لعمودين حيث افترض فى الأول توزيع الإجهادات بانتظام حيث تكون محصلة القوتين فى مركز ثقل القاعدة المشتركة وهذا هو المتبع فى التصميم باعتبار أن القاعدة صلبة (Rigid) أما فى الشكل الثانى فإن التوزيع غير منتظم يتناسب مع هبوط القواعد وذلك باعتبار التربة وسط مرن يعطى رد فعل يتناسب مع التضاضط فى التربة (اعتبار القاعدة مرنة).



التوزيع المنتظم والمفروض
(أ) التصميم المعتاد (قاعدة صلبة)



التوزيع المحتمل غير منتظم
(ب) التصميم المرن (قاعدة مرنة)

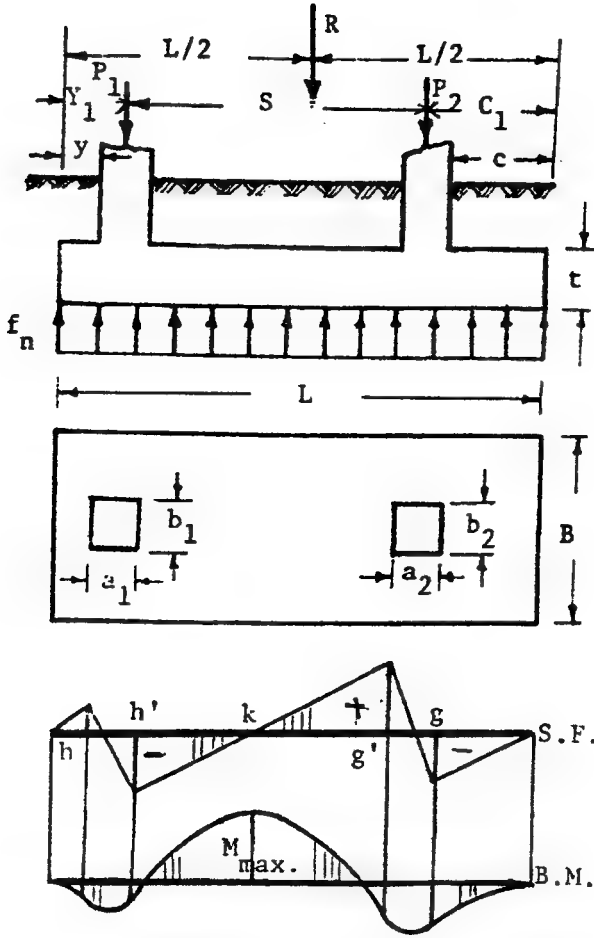
شكل (١٠-٣) كيفية توزيع الإجهادات أسفل القواعد المشتركة

هذا وسوف يقتصر هنا التصميم باتباع الطريقة التقليدية وذلك بفرض توزيع الإجهادات منتظم طالما كان مركز ثقل القاعدة ينطبق على محصلة قوى الأعمدة المشتركة فى القاعدة.

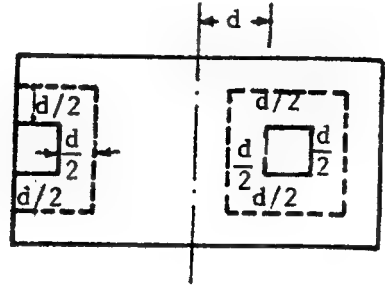
٢-١٠ القاعدة المجهزة أو المشتركة المستطيلة الشكل:

المعلوم : الحملين (P_1) ، (P_2) الواقعين على العمودين عند سطح الأرض والمسافة بينهما (S) كما هو مبين بالشكل (١٠-٤) وكذلك قدرة تحمل التربة الصافى $(q_{n \text{ all}})$.

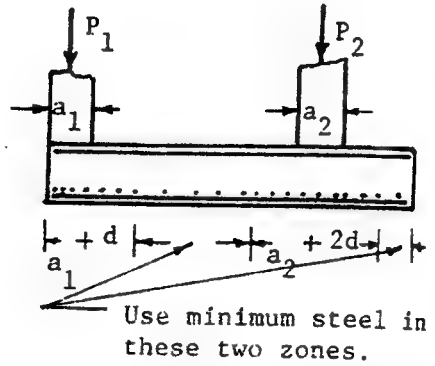
DESIGN OF COMBINED FOOTINGS



Shear and moment diagrams.



Section for shear and punching shear.



Steel placement for rectangular combined footing.

شكل (١٠-٤)

خطوات التصميم:

- ١- يتم تحديد الخط الواصل بين الحملين (P_1) ، (P_2) والمسافة بينهما (S) وبذلك يتم تحديد المحصلة (R) لهاتين القوتين $(R = R_1 + P_2)$ وموقع تأثير هذه المحصلة بالنسبة للقوتين (P_1) ، (P_2) وبمعلومية موضع المحصلة يتم تحديد مركز القاعدة المشتركة وبالتالي نصف طولها $(\frac{L}{2})$ ومنها يتم إيجاد طولها (L) مع تقريبه إلى أقرب ٥ سم أو ١٠ سم.

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

٢- بمعلومية قيمة الجهد الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس ($q_{n \text{ all}}$) يتم حساب مساحة القاعدة المستطيلة بفرض أن الإجهاد منتظم التوزيع والقاعدة صلبة.

$$\text{i.e. } A = \frac{R}{q_{n \text{ all}}} m^2$$

وبدلالة الطول (L) يتم إيجاد العرض (B) ويقرب إلى أقرب ٥ سم.

$$B = \frac{A}{L} \text{ (ms)}$$

٣- يتم حساب قيمة الإجهاد الصافى الحقيقى الواقع على التربة $f_n = \frac{R}{L \times B} t/m^2$

٤- بمعلومية قيمة (f_n) الواقعة على القاعدة من أسفل إلى أعلى كما هو مبين يتم حساب ورسم توزيع كل من القوى القاصة وعزوم الانحناء على القاعدة المشتركة وذلك عند المقاطع الحرجة والقطاعات المختلفة على أوجه الأعمدة كما هو مبين عند النقاط (h, h', g, g') حيث :

$$Q_h = f_n \cdot B \cdot y, \quad Q_{h'} = f_n \cdot B \cdot \left(y_1 + \frac{a_1}{2} \right) - P_1$$

$$Q_g = f_n \cdot B \cdot C, \quad Q_{g'} = f_n \cdot B \cdot \left(C_1 + \frac{a_2}{2} \right) - P_2$$

$$M_h = f_n \cdot B \cdot \frac{y^2}{2}, \quad M_{h'} = f_n \cdot B \cdot \frac{\left(y_1 + \frac{a_1}{2} \right)^2}{2} - P_1 \cdot \frac{a_1}{2}$$

$$M_g = f_n \cdot B \cdot \frac{C^2}{2}, \quad M_{g'} = f_n \cdot B \cdot \frac{\left(C_1 + \frac{a_2}{2} \right)^2}{2} - P_2 \cdot \frac{a_2}{2}$$

وهذه القيم السابقة لعزوم الانحناء هي قيم أقصى عزوم انحناء سالبة أما قيمة أقصى عزم للانحناء الموجب ($M_{\max +ve}$) فهي عند نقطة (k) والتي عندها قيمة القوة القاصة تساوى صفراً.

$$\text{i.e. } M_{\max +ve} \text{ at } Q = 0$$

وهذا القطاع يقع بين القوتين (P_1) ، (P_2) ويمكن إيجاده بالنسبة والتناسب لقيم القوى القاصة عند هاتين القوتين عند وجهى العمودين.

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

٥- يتم التعامل مع القاعدة فى الاتجاه الطويل وذلك بحساب العمق اللازم للقاعدة لمجابهة كل من القوى القاصية والقص الثاقب وعزم الانحناء وذلك كالآتى :

- بالنسبة للقوى القاصية:

والقطاع الحرج هو على بُعد (d) من وجه العمود المعرض إلى أقصى قوة قاصية من الداخل بين القوتين كما هو موضح بالشكل (١٠-٤) ويتم حساب العمق (d_{sh}) على أساس أن إجهادات القص تقاوم بالخرسانة فقط وبشرط أنها لا تتعدى أقصى إجهاد قص مسموح به للخرسانة (q_{sh}) وهو ٦,٠٠ كجم/سم^٢ وبالتالي يمكن إيجاد (d_{sh}) حيث :

$$d_{sh} = \frac{Q_{max}}{0.87 b q_{sh}}$$

- بالنسبة للقص الثاقب:

وهنا يتم حساب العمق اللازم للقص الثاقب لكلا العمودين وذلك على قطاعات حرجة كما هو مبين بالشكل (١٠-٤). وباعتبار القطاعات الحرجة المبينة بالشكل (١٠-٤) فإن قيم القوى القاصية الثاقبة عند العمودين (1) ، (2) كما يلى :

$$Q_{max P1} = P_1 - f_n (b_1 + d) (a_1 + d/2)$$

$$Q_{max P2} = P_2 - f_n (b_2 + d) (a_2 + d)$$

وعليه يمكن إيجاد

$$d_p = \frac{Q_{max P1} \text{ or } Q_{max P2}}{\Sigma \square \times q_{p all} (8 \text{ kg/cm}^2)}$$

ولتسهيل الحل يجب أخذ القطاعات الحرجة على وجه الأعمدة وفى هذه الحالة يتم أخذ واعتبار الإجهاد المسموح به للقص الثاقب $q_{p all} = 10 \text{ kg/cm}^2$ حيث :

$$Q_{max P1} = P_1 - f_n \cdot a_1 \cdot b_1 \quad , \quad Q_{max P2} = P_2 - f_n \cdot a_2 \cdot b_2$$

$$\text{or } d_p = \frac{Q_{max P1} \text{ or } Q_{max P2}}{\Sigma \square \times q_{p all} (10 \text{ kg/cm}^2)}$$

- بالنسبة لعزم الانحناء:

يتم تقدير أقصى قيمة لعزوم الانحناء سواء الموجبة والسالبة على كامل طول القاعدة وليكن (M_{max}) وبالتالي تحديد (d_m).

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{B}}$$

- ٦- يتم اختيار العمق الأكبر من الخطوة السابقة رقم (٥) أى الأكبر من كل من (d_m) ، (d_{sh}) ، (d_p) . وليكن (d_{act}) مع زيادته بالغطاء من ٥ - ٧ سم ويقرب إلى أقرب ٥ سم وليكن السمك الكلى t بمعنى ($t = d_{act} + (5 - 8)$)
- ٧- يتم حساب مساحة حديد التسليح الرئيسى فى الاتجاه الطولى وذلك عند القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء (أقصى عزوم انحناء سالبة وأقصى عزم انحناء موجب) أى :

$$A_{sg} = \frac{M_g}{k_2 d_{act}} = \text{مساحة الحديد عند القطاع عند نقطة (g)}$$

$$A_{sh} = \frac{M_h}{k_2 d_{act}} = \text{مساحة الحديد عند القطاع عند نقطة (h)}$$

$$A_{sk} = \frac{M_{max+ve}}{k_2 d_{act}} = \text{مساحة الحديد عند القطاع عند نقطة (k)}$$

- ٨- يتم التحقق من كل من إجهادات التماسك لحديد التسليح عند القطاعات المختلفة

وكذلك من العمق اللازم لأشواير الأعمدة (d_d) وطول الرباط للحديد الرئيسى (d_d).

- ٩- يتم التعامل بعد ذلك مع القاعدة فى الاتجاه القصير لها وذلك على النحو التالى :

- إن أحمال الأعمدة يتم توزيعها فى الاتجاه العرضى (crosswise) وذلك عن

طريق كمرات عرضية (كمرات مدفونة) واحدة تحت كل عمود وطول هذه

الكمرات هو عرض القاعدة المشتركة (B) بينما عرض هذه الكمرات يؤخذ

القيمة الأقل فى الآتى :

i. عرض العمود + ضعف عمق القاعدة الفعال ($a + 2d$) i.e.

أو عرض العمود + عمق القاعدة الفعال + بروز القاعدة من وجه

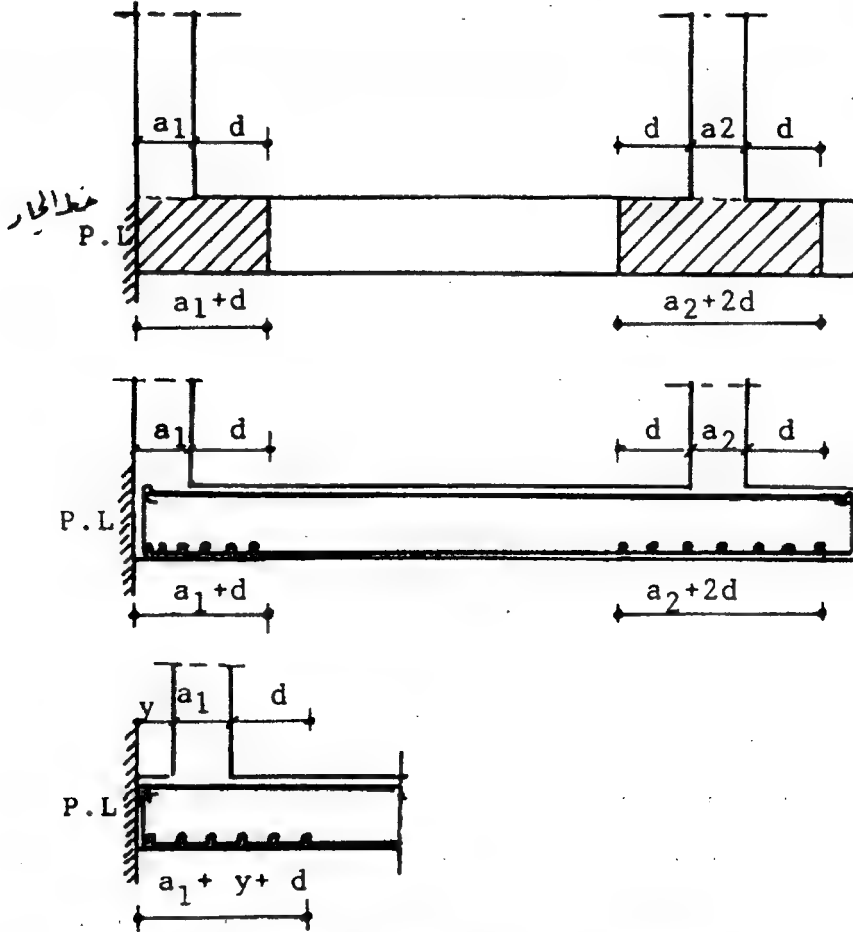
العمود من الخارج ($a + d + y$) i.e. كما هو موضح بالشكل

(١٠-٥).

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

ii - عرض القاعدة المشتركة (B).

ويبين الشكل (١٠-٥) عرض الكمرات المدفونة عرضياً وكيفية تسليحها.



شكل (١٠-٥) عرض الكمرات المدفونة عرضياً

يتم حساب قيم عزوم الانحناء المستعرضة (أى التى فى الاتجاه العرضى لهذه الكمرات العرضية عند كل عمود وذلك كالاتى :

• عند العمود (١)

$$M_{\text{Transverse (1)}} = \frac{P_1}{B} \frac{(B - b_1)^2}{8} \quad *$$

• عند العمود (٢)

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

$$M_{\text{Transverse (2)}} = \frac{P_2 (B - b_2)^2}{B \cdot 8} \quad *$$

- يتم حساب قيم مساحة حديد التسليح المستعرض عند الأعمدة (١) ، (٢) ،

والمناظرة لقيم $M_{T(1)}$ ، $M_{T(2)}$ السابقة

$$\text{i.e. } A_{s \text{ transverse (1)}} = \frac{M_{T(1)}}{k_2 d_{\text{act}}} \text{ cm}^2$$

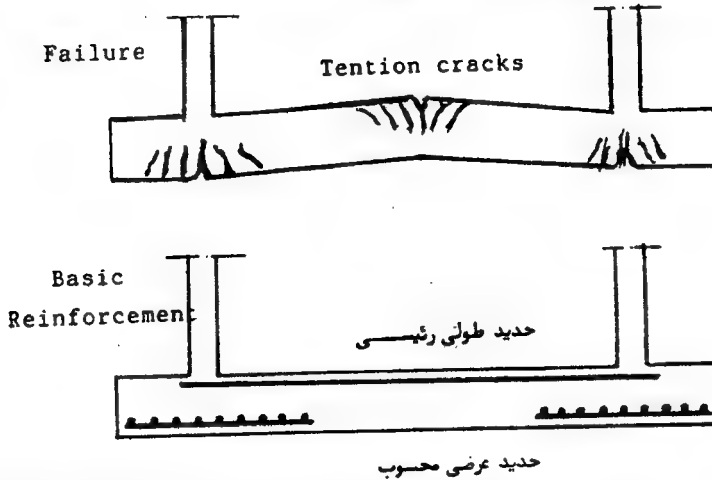
$$\text{and } A_{s \text{ transverse (2)}} = \frac{M_{T(2)}}{k_2 d_{\text{act}}} \text{ cm}^2$$

- يتم توزيع الحديد العرضي السابق على عرض الكمرات المدفونة (الكمرات المستعرضة) والسابق تحديده في الخطوة رقم (٩) بعاليه.

- يتم وضع حديد تسليح يعادل الحد الأدنى ($A_{s \text{ min}}$) في المسافة الباقية بين العمودين.

- يتم التحقق من قيم كل من إجهادات التماسك وطول الرباط للحديد المستعرض.

- ويبين الشكل (١٠-٦) نموذج لانهييار قاعدة والشروخ المتولدة في أماكن التي لقاعدة مشتركة وحديد التسليح الرئيسي المطلوب لمقاومة هذه الشروخ وقوى الشد لمنع هذا الانهييار.



شكل (١٠-٦) مواضع الشد والشروخ المتولدة في قاعدة مشتركة والانهييار المصاحب ومواضع حديد التسليح الرئيسى

أمثلة محلولة:

مثال رقم (١):

المطلوب تصميم قاعدة مشتركة تحمل عمودين أحدهما خارجي على حدود الجار (٤٠ × ٤٠ سم) يحمل حملاً تشغيلياً قدره ٦٥ طن والثاني داخلي (٦٠ × ٤٠ سم) يحمل حملاً قدره ١٠٠ طن وأن المسافة بين محوري العمودين هو ٤,٥ م. أقصى إجهاد مسموح به صافي للتربة هو ١,٥ كجم/سم^٢ والحديد رتبة ٢٤/٣٥ والخرسانة C 200.

الحل:

• يتم حساب محصلة القوى الرأسية للعمودين :

$$R = P_1 + P_2 = 65 + 100 = 165 \text{ (t)}$$

• يتم إيجاد موضع تأثير المحصلة بالنسبة للعمود الخارجي بأخذ العزوم حوله ولتكن (\bar{x}) :

$$\therefore 165 \cdot \bar{x} = 100 \times 4.5 \longrightarrow \bar{x} = 2.727 \text{ ms}$$

• يتم حساب طول القاعدة :

$$L = 2 \left(\bar{x} + \frac{b_1}{2} \right) = 2 (2.727 + 0.2) = 5.85 \text{ ms}$$

• يتم حساب عرض القاعدة المشتركة :

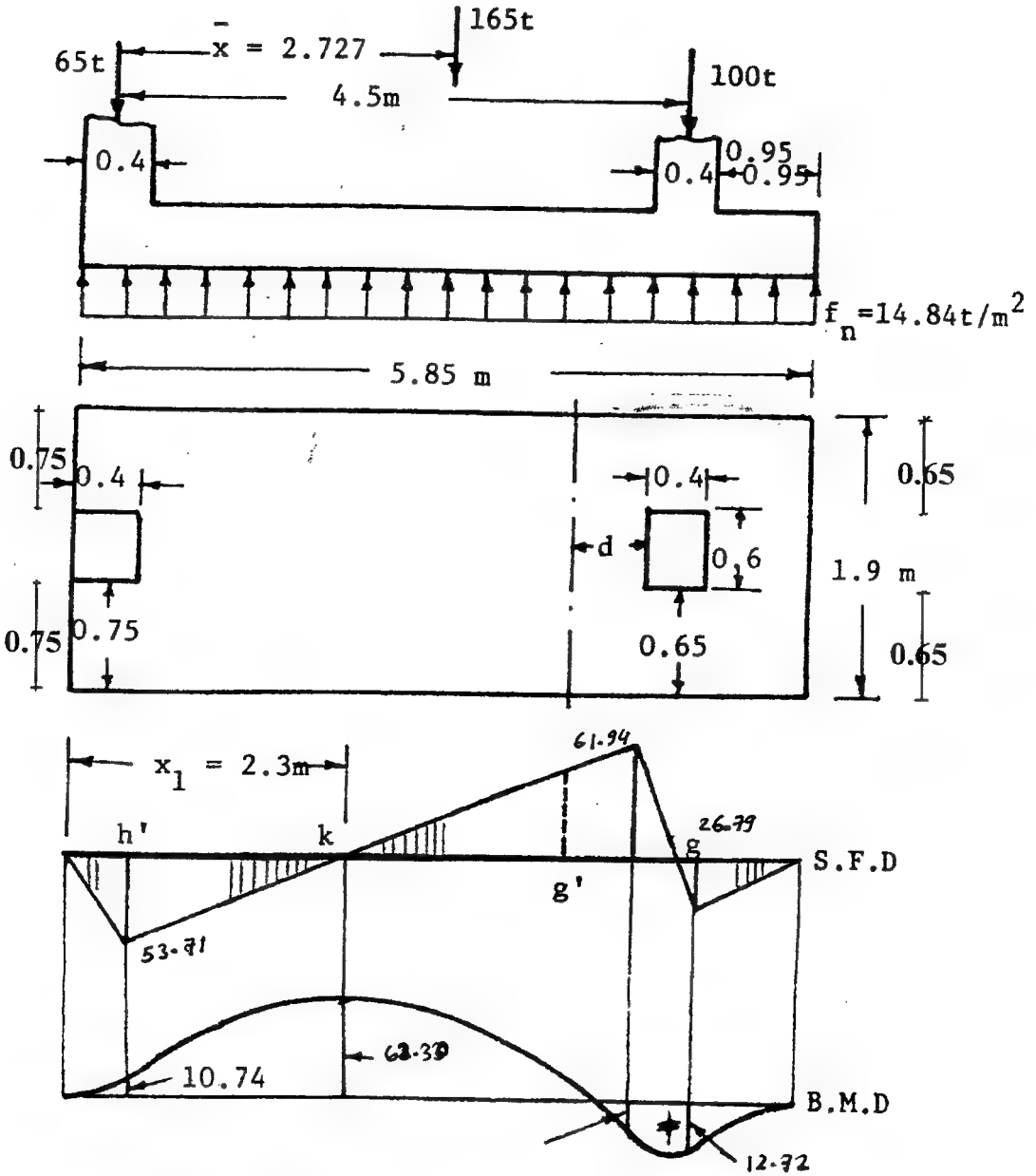
$$B = \frac{R}{f_{n \text{ all}} \times L} = \frac{165}{15 \times 5.85} = 1.88 \text{ ms}$$

$$\text{take } B = 190 \text{ cm}$$

$$\therefore f_{n \text{ actual}} = \frac{165}{5.85 \times 1.90} = 14.84 \text{ t/m}^2 = f_{n \text{ all}}$$

• يتم بعد ذلك رسم كل من منحنيات توزيع القوى القصّة وعزوم الانحناء الداخلية المتولدة على هذه القاعدة المشتركة وكما هو مبين بالشكل (١٠-٧).

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS



شكل (٧-١٠) القوى المؤثرة والقوى الداخلية وتوزيعها عليها (M & Q)

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

• قيم القوى القاصة :

$$Q_g = f_n \times 0.95 \times 1.9 = 14.84 \times 0.95 \times 1.9 = 26.79 \text{ (t)}$$

$$Q_{g'} = P_2 - f_n \times 1.35 \times 1.9 = 100 - 14.84 \times 1.35 \times 1.9 = 61.94 \text{ (t)}$$

$$Q_{h'} = P_1 - f_n \times 0.4 \times 1.9 = 65 - 14.84 \times 0.4 \times 1.9 = 53.71 \text{ (t)}$$

• قيم عزوم الانحناء القصوى السالبة :

$$M_g = -f_n \times 1.9 \times \frac{(0.95)^2}{2} = -14.84 \times 1.9 \times \frac{(0.95)^2}{2} = -12.72 \text{ t/m}$$

$$M_{g'} = P_2 \times 0.2 - f_n \times 1.9 \times \frac{(1.35)^2}{2} = 100 \times 0.2 - 14.84 \times 1.9 \times \frac{(1.35)^2}{2} \\ = 20 - 25.69 = -5.69 \text{ m.t}$$

$$M_{h'} = P_1 \times 0.2 - f_n \times 1.9 \times \frac{(0.4)^2}{2} = 65 \times 0.2 - 14.84 \times 1.9 \times \frac{(0.4)^2}{2} \\ = -10.74 \text{ m.t}$$

وقيمة أقصى عزم انحناء موجب عند نقطة (k) والتي يفترض أنها على بُعد (x₁)

من حافة العمود الخارجى (P = 65 t) وهى النقطة التى عندها Q = 0

$$\therefore f_n \times 1.9 \times (x_1) - P_1 = 0$$

$$\therefore 14.84 \times 1.9 \cdot x_1 = 65 \longrightarrow x_1 = 2.31 \text{ ms}$$

وعليه فإن قيمة أقصى عزم انحناء موجب يمكن إيجادها من على اليمين أو من

على الشمال وبإيجاد القيمتين يؤخذ متوسطهما كالاتى :

- أقصى عزم انحناء موجب من على الشمال :

$$M_{\max(+ve)} = P_1 \times 2.1 - f_n \times 1.9 \times \frac{(2.31)^2}{2} \\ = 65 \times 2.1 - 14.84 \times 1.9 \times \frac{(2.31)^2}{2} = 61.27 \text{ m.t}$$

- أقصى عزم انحناء موجب من على اليمين :

$$M_{\max(+ve)} = P_2 \times 2.4 - f_n \times 1.9 \times \frac{(5.85 - 2.31)^2}{2} \\ = 100 \times 2.4 - 14.84 \times 1.9 \times \frac{(3.54)^2}{2} = 63.33 \text{ m.t}$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

$$\therefore M_{\max (av)} = \frac{61.27 + 63.33}{2} = 62.3 \text{ m.t}$$

يتم حساب قيمة أقصى قوة قاصة (Q_{\max}) وهي على بُعد (d) من وجه العمود الثانى الكبير (2) على اليسار من الداخل ومن ثم إيجاد العمق اللازم لمقاومة القص (d_{sh}) كالتالى :

$$\begin{aligned} \text{i.e. } Q_{\max sh} &= Q_g - f_n \cdot B \cdot d_{sh} \\ &= 61.94 - 14.84 \times 1.9 \times d_{sh} \end{aligned}$$

وذلك بفرض مقاومة الخرسانة فقط

$$\therefore d_{sh} = \frac{Q_{\max sh}}{B \cdot q_{sh \text{ all}}}$$

$$\therefore 61.94 - 14.84 \times 1.9 \times d_{sh} = 1.9 \times 50 \times d_{sh}$$

$$\therefore d_{sh} = \underline{0.495 \text{ m}}$$

يتم حساب العمق المناظر للقص الثاقب لكلا العمودين كل على حدة (بفرض القطاع الحرج على وجه العمود).

$$d_{p1} = \frac{Q_{\max p1}}{\Sigma q_{p \text{ all}}} = \frac{P_1 - A_{col} \times f_n}{\Sigma q \times 100} = \frac{65 - 0.4 \times 0.4 \times 14.84}{3 \times 0.4 \times 100} = \underline{0.52 \text{ ms}}$$

$$d_{p2} = \frac{Q_{\max p2}}{\Sigma q_{p \text{ all}}} = \frac{P_2 - A_{col 2} \times f_n}{\Sigma q \times 100} = \frac{100 - 0.4 \times 0.6 \times 14.84}{2 (0.6 + 0.4) \times 100} = \underline{0.49 \text{ ms}}$$

يتم حساب العمق اللازم لمقاومة عزم الانحناء الأقصى سواء الموجب أو السالب وهي القيمة (62.3 m.t).

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{B}} = 0.361 \sqrt{\frac{62.3 \times 10^5}{190}} = \underline{65.4 \text{ cm}}$$

إن يتم أخذ أكبر قيمة من كل من (d_{sh}) أو (d_p) أو (d_m):

$$\text{i.e. } d = 65.4 \text{ cm} \longrightarrow t = 75 \text{ cm} \longrightarrow d_{act} = 67.5 \text{ cm}$$

بناء على شكل منحنى عزم الانحناء حيث هناك عزم موجب وآخر سالب (الموجب من أعلى والسالب من أسفل عكس الكمرات العادية) وعليه يكون الحديد الموجب الذى يقاوم عزم الانحناء الموجب من أعلى والحديد السالب من أسفل فى مناطق الشد.

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

• يتم حساب الحديد الرئيسى الطولى:

– الحديد العلوى الطولى المقاوم للعزم الموجب العلوى:

$$A_s = \frac{M_{\max +ve}}{k_2 d_{act}} = \frac{62.3 \times 10^5}{1237 \times 67.5} = 74.61 \text{ cm}^2 \rightarrow 20 \phi 22 (76.0 \text{ cm}^2)$$

وهذه الكمية يتم توزيعها على كامل العرض ١,٩٠ م بواقع ١٠,٥ سيخ لكل متر.

– التحقق من إجهاد التماسك للحديد الرئيسى العلوى:

على وجه العمود رقم (٢) الداخلى.

$$q_b = \frac{Q_{\max}}{0.87 \times \Sigma o \times d_{act}} = \frac{61.94 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 2.2 \times 20 \times 67.5} = 7.63 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ o.k}$$

• التحقق من طول الرباط للحديد الرئيسى العلوى:

$$d_d = \frac{A_s \cdot f_s}{o \cdot q_{ball}} = \frac{3.8 \times 1400}{3.14 \times 2.2 \times 10} = 77.0 \text{ cm} < (2.31 - 0.05) \text{ ms (o.k)}$$

هذا وتجدر الإشارة إلى العشرين سيخ العلوية (٢٠ ϕ ٢٢ مم) يتم وضعها على كامل طول القاعدة بواقع ١٢ سيخ تمتد من عمود الجار وحتى إلى ما بعد العمود الثانى فقط بينما ثمانية أسياخ تمتد حتى نهاية القاعدة.

– الحديد السفلى الطولى المقاوم للعزم السالب السفلى على عین القاعدة:

– حديد التسليح:

$$M_{\max} = 12.72 \text{ m.t} , \quad d_{act} = 67.5$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d} = \frac{12.72 \times 10^5}{1237 \times 67.5} = 15.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{0.25}{100} \times 67.5 \times 190 = 32.0 \text{ cm}^2 \rightarrow (24 \phi 13)$$

– التحقق من التماسك:

$$q_b = \frac{26.79 \times 10^3}{0.87 \times 67.5 \times 24 \times 1.3 \times 3.14} = 4.66 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ (o.k)}$$

– التحقق من طول الرباط:

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

$$d_d = \frac{1.326 \times 1400}{1.3 \times 3.14 \times 10} = 45.5 \text{ cm} < (95 - 5 \text{ cm})$$

من هذا الحديد (٢٤ ϕ ١٣) يتم تركيز كل الحديد تحت هذا العمود رقم (٢) وذلك بمد تثليه (١٦ ϕ ١٣) من أول القاعدة إلى آخرها كحديد رئيسى طولى سالب بأسفل القاعدة ثم ٨ أسياخ ϕ ١٣ تمتد حتى وجه العمود رقم (٢) الداخلى وكما هو موضح بالكروكى شكل (١٠-٨).

يتم بعد ذلك حساب حديد الاتجاه العرضى للقاعدة على النحو التالى:

— بالنسبة للعمود الداخلى رقم (٢):

يتم فرض كمره مدفونه فى الاتجاه العرضى بطول يساوى عرض القاعدة ١٩٠ سم وعرض يساوى (عرض العمود فى الاتجاه الطولى + ضعف عمق القاعدة) أى $[67.5 \times 2 + 40] = 175$ سم وتؤخذ حوالى ١٧٠ سم.

$$\therefore \text{الحمل الواقع على الكمره المدفونه لكل متر طولى} = \frac{P_2}{L} = \frac{100}{1.9}$$

٥٢,٦ طن/م

عزم الانحناء الأقصى المستعرض يعادل :

$$M = \frac{52.6 \times (0.65)^2}{2} = 11.1 \text{ m.t}$$

وحيث أن هناك حديد رئيسى فى الاتجاه الطولى إذن العمق الفعال لهذا العزم المستعرض يعادل :

$$d = 67.5 - \frac{1.3}{2} - \frac{1.3}{2} = 66.2 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{11.1 \times 10^5}{1237 \times 66.2} = 13.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.25 \times 170 \times 67.5 = 28.69 \text{ cm}^2 \longrightarrow 22 \phi 13$$

التحقق من إجهاد التماسك :

$$Q = 52.6 \times 0.65 = 34.2 \text{ (t)}$$

$$\therefore q_b = \frac{34.2 \times 10^3}{0.87 \times 22 \times 1.3 \times 3.14 \times 66.2} = 6.61 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ (o.k)}$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

- التحقق من طول الرباط : وهو نفس القيمة السابق إيجادها وهى (45.5 cm) وهى أقل من الطول (٦٥ - ٥ سم) $\leftarrow (o.k)$.
وعليه يتم توزيع هذه الكمية ٢٢ ϕ ١٣ على الطول ١٧٠ سم أسفل العمود رقم (٢).

— بالنسبة للعمود الخارجى (الجارى) العمود رقم (١):

يتم فرض الكمره المستعرضة بطول يساوى ١٩٠ سم وعرض يساوى
(عرض العمود + العمق الفعال للقاعدة) أى ٤٠ + ٦٦,٥ سم أى $B = 106.5$ cm وتؤخذ ١٠٥ سم.

∴ الحمل الواقع على الكمره المدفونة المستعرضة لكل متر طولى =
 $\frac{P_1}{L} = \frac{65}{1.9} = 34.2$ طن/م
وعزم الانحناء الأقصى المستعرض يعادل :

$$M = \frac{34.2 \times (0.75)^2}{2} = 9.6 \text{ m.t}$$

$$\therefore A_s = \frac{9.6 \times 10^5}{1237 \times 66.2} = 11.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{0.25}{100} \times 105 \times 66.5 = 17.46 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{14 \phi 23}$$

- التحقق من التماسك :

$$q_b = \frac{34.2 \times 0.75 \times 10^3}{0.87 \times 14 \times 3.14 \times 1.3 \times 66.2} = 7.79 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2 \quad (o.k)$$

- التحقق من طول الرباط: وهو نفس القيمة السابق إيجادها حيث أن السيخ هو نفسه ϕ ١٣ أى طول الرباط اللازم هو ٤٥,٥ سم وهى أقل من (٧٥ - ٥ سم) $\leftarrow (o.k)$

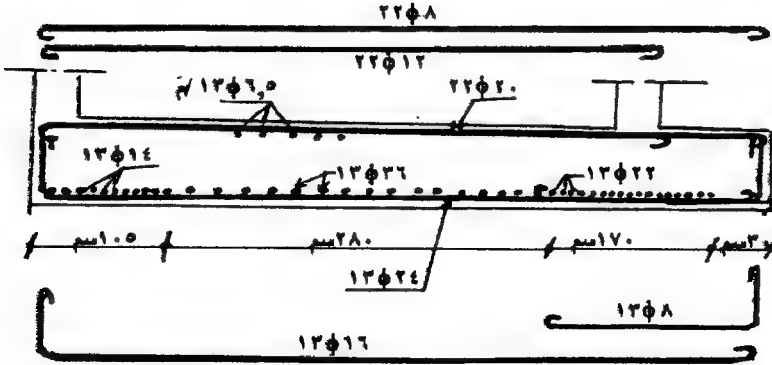
وعليه يتم توزيع هذه الكمية ١٤ ϕ ١٣ فى الاتجاه العرضى من أسفل تحت العمود الخارجى رقم (١) على العرض ١٠٥ سم وكما هو موضح بالشكل (١٠-٨).

- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى الاتجاه العرضى فى المناطق المحصورة بين الكمرتين المستعرضتين أسفل العمودين (١)، (٢) والتى لا يوجد فيها حديد

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

مستعرض في هذه المسافة وقدرها (٢٨٠ سم) وكما هو موضح بالكروكي شكل (٨-١٠) حيث تم وضع حديد تسليح يعادل الحد الأدنى.

$$A_{s \min} = \frac{0.25}{100} \times 280 \times 66.5 = 46.55 \text{ cm}^2 \rightarrow 36 \phi 13 \quad (13 \phi 13 / \text{m}')$$



شكل (٨-١٠) كروكي لحديد تسليح القاعدة في المثال السابق

هذا أيضاً ويفضل أن يتم وضع حديد عرضي علوي على كامل طول القاعدة وقدره ٠.٥ نسبة الحديد العرضي السفلي.

ملحوظات هامة عند تصميم القواعد المشتركة:

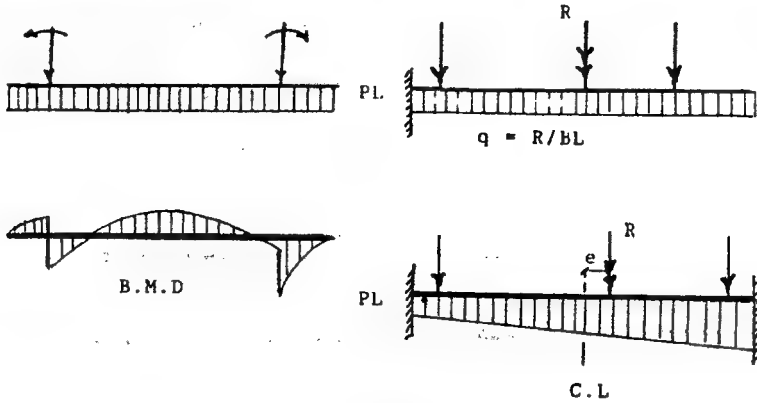
- ١- إذا لم تنطبق محصلة الأحمال (R) على مركز ثقل القاعدة فإن القاعدة تكون معرضة لقوة مرحلة عن مركز الثقل بمسافة تساوي (e) قيمة اللامركزية وعليه تحسب إجهادات التربة أسفل الأساس من المعادلة التالية :

$$f_n = \frac{R}{L \cdot B} \left[1 \pm \frac{6e}{L} \right] \leq f_{n \text{ all}}$$

وتتبع بعد ذلك نفس خطوات التصميم السابق ذكرها - شكل (٧-٩٠)

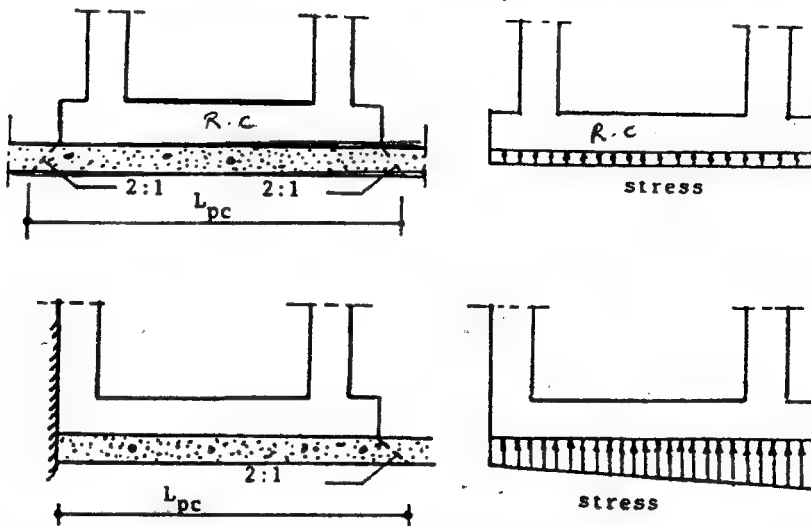
- ٢- إذا تعرضت أعمدة القاعدة المشتركة لعزوم انحناء فإن هذه الحالة يتم دخول قسيم هذه العزوم عند حساب ورسم منحنى توزيع عزوم الانحناء على القاعدة ثم يتبع ذلك خطوات التصميم والحل السابقة - أنظر شكل (٩-١٠).

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS



شكل (١٠-٩)

٣- فى حالة استخدام لبشة من الخرسانة العادية أسفل القواعد المشتركة بسمك أكبر من أو يساوى ٣٠ سم فإنه فى هذه الحالة أخذ الخرسانة العادية فى الاعتبار فى تصميم القاعدة المشتركة وتحدد المساحة المأخوذة والفعالة فى الاعتبار من هذه اللبشة من ميل (٢ : ١) من حدود القاعدة المشتركة المسلحة وكما هو مبين بالشكل (١٠-١٠)، هذا ويجب ضرورة مراعاة المحافظة على انتظام الإجهادات أسفل القاعدة المشتركة وإذا تعذر ذلك فتصمم القاعدة على الإجهادات الفعلية التى تأخذ فى هذه الحالة شكل شبه المنحرف.



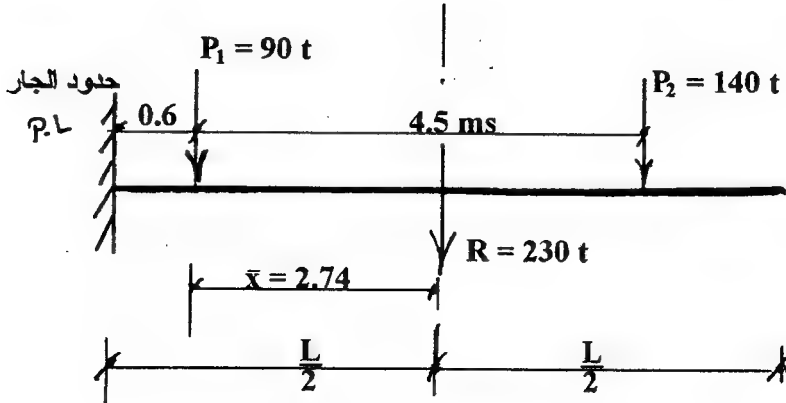
شكل (١٠-١٠) كيفية إدخال الخرسانة العادية فى تصميم القواعد المشتركة

مثال رقم (٢):

المطلوب تصميم قاعدة مشتركة لعمودين أحدهما خارجي 40×40 سم ويحمل حملاً مركزياً يعادل ٩٠ طن والثاني داخلي 40×60 سم يحمل حملاً مركزياً قدره ١٤٠ طن. المسافة بين محوري العمودين هي ٤,٥ متر وأن حافة القاعدة الخارجية يمكن امتدادها بمسافة حوالى ٤٠ سم من وجه العمود الخارجى. فإذا علم أن جهد التربة الصافى المسموح به هو ١,٥٠ كجم/سم^٢ وأن الخرسانة هي رتبة C 200 وحديد التسليح رتبة ٣٥/٢٤.

الحل:

يبين الكروكي التالى مواضع أحمال الأعمدة والمسافة بينهما بالنسبة لمحور القاعدة المشتركة (شكل ١٠-١١).



شكل (١٠-١١)

- يتم إيجاد مواضع المحصلة (x) بأخذ العزوم حول الحمل الخارجى (P_1).

$$\therefore (P_1 + P_2) \cdot x = P_2 \times 4.5$$

$$\therefore (140 + 90) x = 140 \times 4.5 \rightarrow x = 2.74 \text{ ms}$$
- يتم تحديد طول القاعدة يساوى (L)

$$L = (\bar{x} + 0.2 + 0.4) \times 2 = 2 (2.74 + 0.2 + 0.4) = 6.68 \text{ ms}$$
- يتم حساب مساحة القاعدة على أساس حمل مركز قدره (R)

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

$$\therefore A = \frac{R}{f_{n \text{ all}}} = \frac{140 + 90}{15} = 15.33 \text{ m}^2$$

• يتم حساب عرض القاعدة بدلالة طولها ومساحتها

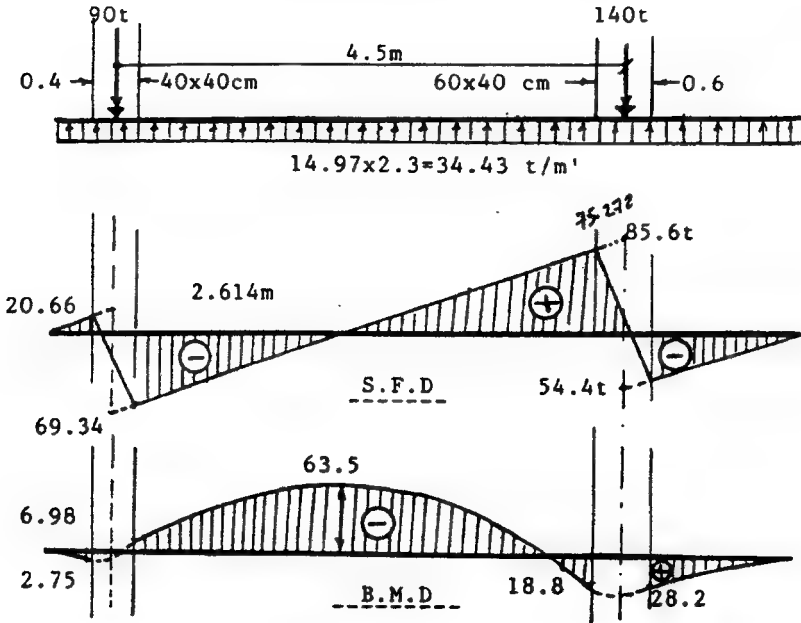
$$B = \frac{A}{L} = \frac{15.33}{6.68} = 2.295 \text{ ms} \rightarrow \text{take } 2.3 \text{ ms}$$

• يتم حساب جهد التربة الصافي الحقيقي على التربة.

$$f_{n \text{ act soil}} = \frac{R}{B \times L} = \frac{230}{6.68 \times 2.3} = 14.97 \text{ t/m}^2 < 15$$

• يتم حساب ورسم منحنيات توزيع القوى القاصة (S.F.D)، عزوم الانحناء (B.M.D) وذلك على محور القاعدة المشتركة وبمقياس رسم معين وكما هو

محدد بالشكل التالي.



• لتحديد أقصى عزم انحناء موجب يتم إيجاد الموضع الذي عنده القوى القاصة تساوى صفر وذلك كالآتي :

$$f_n \times B \times (x_s) = P_1 \rightarrow 14.97 \times 2.3 \times (x_s) = 90$$

$$\therefore x_s = 2.614 \text{ ms}$$

$$\therefore M_{\text{max +ve}} = 14.97 \times 2.3 \times \frac{2.614}{2} - 90(2.614 - 0.6) = 63.627 \text{ m.t}$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

• يتم إيجاد قيمة العمق المناظر لأقصى عزم انحناء سواء موجب أو سالب:

i.e. $M = M_{\max +ve} = 63.627 \text{ m.t}$, $B = 230 \text{ cm}$

$$\therefore d_m = k_1 \sqrt{\frac{M}{B}} = 0.361 \sqrt{\frac{63.627 \times 10^5}{230}} = 60.0 \text{ cm}$$

• يتم تحديد قيمة العمق المناظر والمقاومة لأقصى إجهاد قص واقع على القاعدة المشتركة عند القطاع الحرج للقص وهو على بعد (d_{sh}) من وجه الركيزة أو العمود الداخلى.

$$\therefore Q_{\max sh} = Q - f_n \cdot B \cdot d_{sh} = 75.272 - 14.97 \times 2.3 \times d_{sh}$$

$$\therefore q_{\max sh} = \frac{Q_{\max sh}}{0.87 b d_{sh}} \leq q_{sh \text{ all}} (6 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore d_{sh} = \frac{75.272 - 14.97 \times 2.3 \cdot d_{sh}}{0.87 \times 2.30 \times 60}$$

$$\therefore 120.06 d_{sh} = 75.272 - 34.431 d_{sh}$$

$$\therefore d_{sh} = 48.72 \text{ cm} < d_m$$

• يتم أخذ العمق الأكبر بين كل من (d_m) ، (d_{sh}) وهو :

$$\therefore d_{act} = 60 \text{ cm} \rightarrow t = 65 \text{ cm}$$

• يتم إيجاد حديد التسليح الطولى الرئيسى :

الحديد العلوى:

$$A_{s \text{ top}} = \frac{M_{\max +ve}}{k_2 d_{act}} = \frac{63.527 \times 10^5}{1237 \times 60} = 85.593 \text{ cm}^2$$

الحديد السفلى:

$$A_{s \text{ bottom}} = \frac{M_{\max -ve}}{k_2 d_{act}} = \frac{28.2 \times 10^5}{1237 \times 60} = 37.995 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.25}{100} \times 230 \times 60 = 34.5 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{take } A_{s \text{ top}} = 85.593 \rightarrow 22 \phi 22$$

$$\therefore A_{s \text{ bottom}} = 37.995 \rightarrow 20 \phi 16$$

• بالنسبة للاتجاه العرضى (باعتبارها كمرة مدفونة):

- الحمل تحت العمود الخارجى / م :

$$39.13 = \frac{90}{2.3} = f_1 \quad t/m' = \frac{P_1}{B}$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

- بروز القاعدة للعمود الخارجى فى الاتجاه العرضى :

$$C_1 = \frac{(2.3 - 0.4)}{2} = 0.95 \text{ m}$$

- عزم الانحناء الأقصى على وجه العمود الخارجى :

$$M_{\max(1)} = f_1 \cdot \frac{C_1^2}{2} \\ = 39.13 \times \frac{(0.95)^2}{2} = 17.66 \text{ m.t}$$

- حديد التسليح العرضى تحت العمود الخارجى :

$$A_s(1) = \frac{M_{\max(1)}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{17.66 \times 10^5}{1237 \times 60} = 23.79 \text{ cm}^2 \quad (13 \phi 16 / 1.4 \text{ ms})$$

- الحمل تحت العمود الداخلى / م : $60.87 \text{ t/m} = \frac{140}{2.3} = f_2 = \frac{P_2}{B}$

- بروز القاعدة للعمود الداخلى فى الاتجاه العرضى :

$$C_2 = \frac{(2.3 - 0.4)}{2} = 0.95 \text{ ms}$$

- أقصى عزم انحناء على وجه العمود الداخلى :

$$M_{\max(2)} = \frac{60.87 \times (0.95)^2}{2} = 27.47 \text{ m.t}$$

- حديد التسليح العرضى تحت العمود الداخلى :

$$A_s(2) = \frac{27.47 \times 10^5}{1237 \times 60} = 37.01 \text{ cm}^2 \quad (20 \phi 16 / 1.08 \text{ m})$$

حيث تم اعتبار أن عرض الكمره المدفونة هو [عرض العمود + مسافة

(d) من وجهى العمود]

• يتم التحقق من إجهادات القص الثاقب : [إجهاد القص الثاقب على قطاع على بُعد

$\left(\frac{d}{2}\right)$ من وجهى العمود].

- بالنسبة للعمود الداخلى :

$$Q_p(1) = P_2 - f_n (b_c + d) (\ell_c + d) \\ = 140 - 14.97 (0.4 + 0.6) (0.6 + 0.6) = 122.04 \text{ (t)}$$

$$\therefore q_p(1) = \frac{122.04 \times 10^3}{2 \times 60 (40 + 60) (60 + 60)} = 4.62 \text{ kg/cm}^2 < q_{p \text{ all}}$$

$(8 \text{ kg/cm}^2) \text{ (o.k)}$

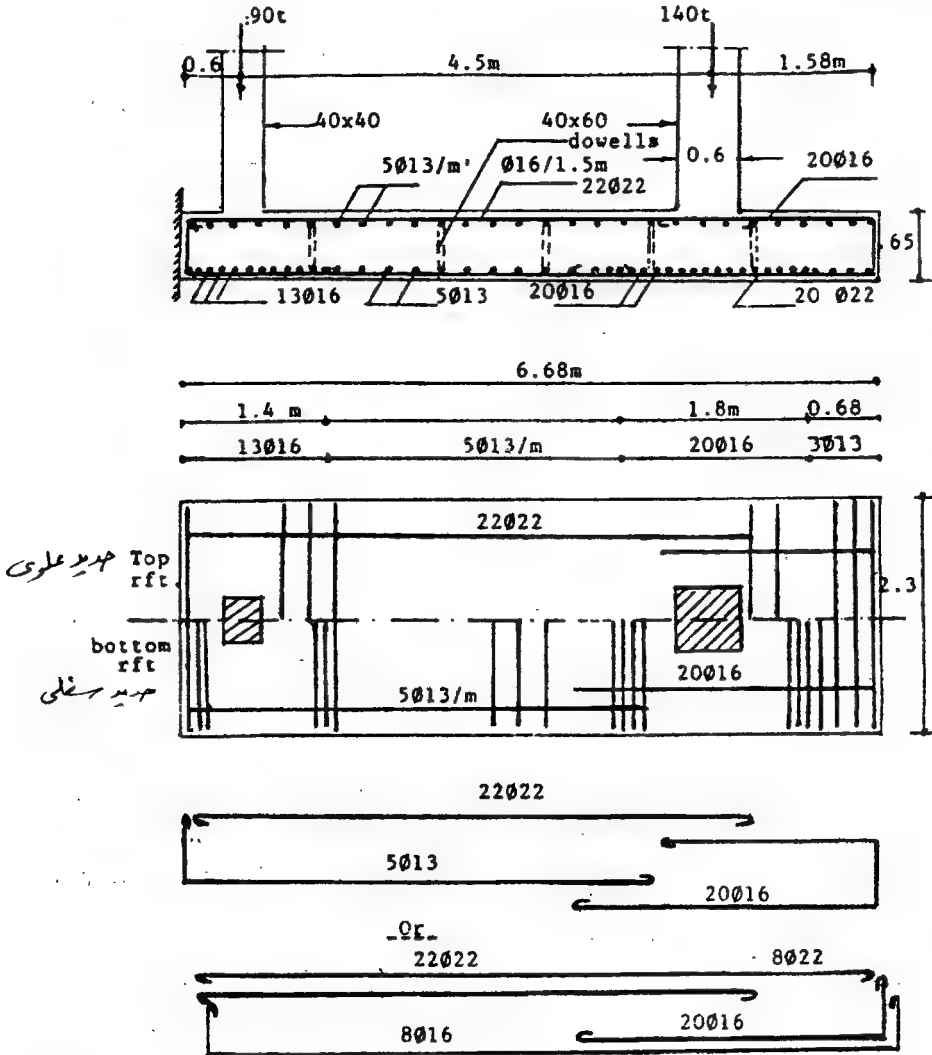
DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

- بالنسبة للعمود الخارجى :

$$Q_{p(2)} = 90 - 14.97 (1 \times 1) = 75.1 \text{ (t)}$$

$$q_{p(2)} = \frac{75.1 \times 10^3}{2 \times 60 (100 + 100)} = 3.13 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (o.k)}$$

. توزيع حديد التسليح - أنظر الشكل (١٠-١٢).



شكل (١٠-١٢) أبعاد وتفاصيل حديد التسليح العلوى والسفلى للقاعدة المشتركة فى المثال

رقم (٢)

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

مثال رقم (٣):

المطلوب إعادة تصميم المثال السابق ولكن بفرض استخدام قاعدة عادية أسفل القاعدة المشتركة المسلحة وتحت نفس الأحمال ولكن مع استخدام حديد رتبة ٥٢/٣٦ وخرسانة C 250.

الحل:

✻ بالنسبة للقاعدة العادية:

يتبع نفس الخطوات السابقة في الحل من حيث إيجاد المحصلة وموقعها وبالتالي طول القاعدة العادية بحيث لا تتعدى الإجهادات الواقعة على التربة الإجهاد الصافي المسموح به لها.

$$R = 90 + 140 = 230 \text{ t}$$

$$230 \cdot x = 140 \times 4.5 \rightarrow x = 2.74 \text{ ms}$$

$$L_{p.c} = 2 (2.74 + 0.2 + 0.4) = 6.68 \text{ m}$$

$$A_{p.c} = 230 / 15 = 15.33 \text{ m}^2$$

$$\therefore B_{p.c} = \frac{A}{L_{p.c}} = 15.33 / 6.68 = 2.295 \rightarrow \text{take } 2.3 \text{ ms}$$

$$\therefore f_{n \text{ soil}} = \frac{R}{B_{p.c} \cdot L_{p.c}} = \frac{230}{2.3 \times 6.68} = 14.97 \text{ t/m}^2$$

• بفرض سمك العادية يساوى ٤٠ سم (t_{p.c} = 40 cm) إذن بروزها (c) يعادل :

$$c_{p.c} = t_{p.c} \sqrt{1.33 / f_{n \text{ all}}} = 0.4 \sqrt{1.33 / 1.5} = 0.38 \text{ m} \rightarrow \text{take } 40 \text{ cm}$$

✻ بالنسبة للقاعدة المسلحة:

∴ طول القاعدة المسلحة يعادل :

$$L_{R.C} = L_{p.c} - C_{p.c} = 6.68 - 0.4 = 6.28 \text{ m}$$

وعرض القاعدة المسلحة يعادل :

$$B_{R.c} = B_{p.c} - 2 C_{p.c} = 2.3 - 2 \times 0.4 = 1.5 \text{ ms}$$

• يتم حساب إجهاد التلامس بين العادية والمسلحة كالاتى : حيث أن المحصلة لا تقع في مركز ثقل القاعدة المسلحة إذن

$$f_{\text{cont min}}^{\text{max}} = \frac{R}{L_{R.C} \cdot B_{R.C}} \left[1 \pm \frac{6e}{L_{R.C}} \right] \leq f_{\text{cont all}} (50 \text{ kg/cm}^2)$$

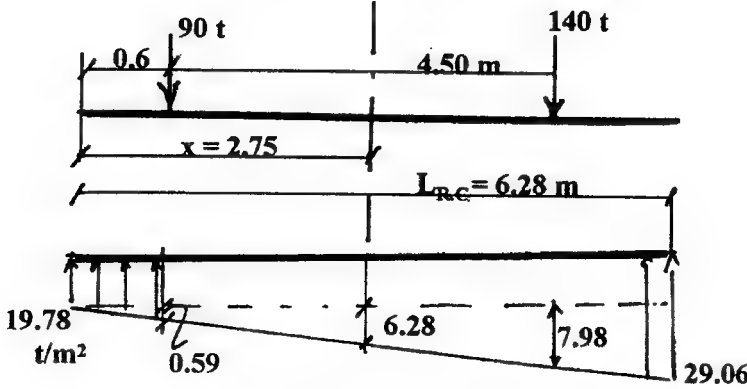
$$\therefore e = \left[\frac{6.28}{2} - (0.4 + 0.2 + 2.74) \right] = 0.2 \text{ ms}$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

$$\therefore f_{\max} = \frac{230}{6.28 \times 1.5} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.2}{6.28} \right]$$

$$\therefore f_{\max} = 29.06 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{o.k.})$$

$$f_{\min} = 19.78 \text{ t/m}^2 > 0 \quad (\text{o.k. (comp.)})$$



لإيجاد أقصى عزوم انحناء يتم أولاً إيجاد أقصى عزم انحناء موجب وهو بين الحملين (P_1) ، (P_2) أى على بُعد مسافة (x) من الحافة اليسرى للقاعدة والتي عندها $Q = 0$.

$$\therefore 19.78 \cdot (x) \cdot 1.5 + \frac{1}{2} \cdot x \cdot \frac{(29.06 - 19.78)(x) \times 1.5}{6.28} = 90$$

$$\therefore 29.67 (x) + 1.11 (x^2) = 90$$

$$\therefore x^2 + 26.73 x - 81.08 = 0$$

$$\therefore x = \frac{-26.73}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(26.73)^2 + 4 \times 81.08}$$

$$= -13.37 \pm 16.12 \quad x = 2.75 \text{ ms}$$

$$\therefore M_{\max +ve} = +90(2.75 - 0.6) - 19.78 \times 1.5 \times \frac{(2.75)^2}{2} - \frac{1}{2} \times 2.75 \times 1.5$$

$$\times 4.06 \times \frac{1}{3} \times 2.75 = +193.5 - 112.19 - 7.68 = +73.63 \text{ m.t}$$

$$M_{\max -ve(1)} = 19.78 \times 1.5 \times 0.4 \times \frac{0.4}{2} + \frac{1}{2} \times 0.59 \times 0.4 \times 1.5$$

$$= 2.37 + 0.03 = 2.40 \text{ m.t}$$

$$M_{\max -ve(2)} = (19.78 + 7.98) \times \frac{(0.88)^2}{2} \times 1.5 + \frac{1}{2} (29.06 - 19.78 - 7.98)$$

$$\times 0.88 \times 1.5 \times \frac{(0.88)}{3} = 16.12 + 0.25 = 16.37 \text{ m.t}$$

$$M_{\max} = M_{\max +ve} = 73.63 \text{ m.t} / 1.5 \text{ m breadth}$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

$$\therefore d_m = 0.324 \sqrt{\frac{73.63 \times 10^5}{150}} = 71.8 \text{ cm} \quad t = 80 \text{ cm}$$

$$\therefore d_{act} = 73 \text{ cm}$$

• يتم حساب القوى القاصة

$$Q_{s1} = 19.78 \times 1.5 \times 0.4 + \frac{1}{2} \times 0.59 \times 1.5 \times 0.4 = 11.87 + 0.18 = 12.05 \text{ (t)}$$

(positive)

$$Q_{s2} = (19.78 + 7.98) (0.88) \times 1.5 + \frac{1}{2} (29.06 - 19.78 - 7.98) \times 0.88 \times 1.5$$

$$= 36.64 + 0.86 = 37.5 \text{ (t) (negative)}$$

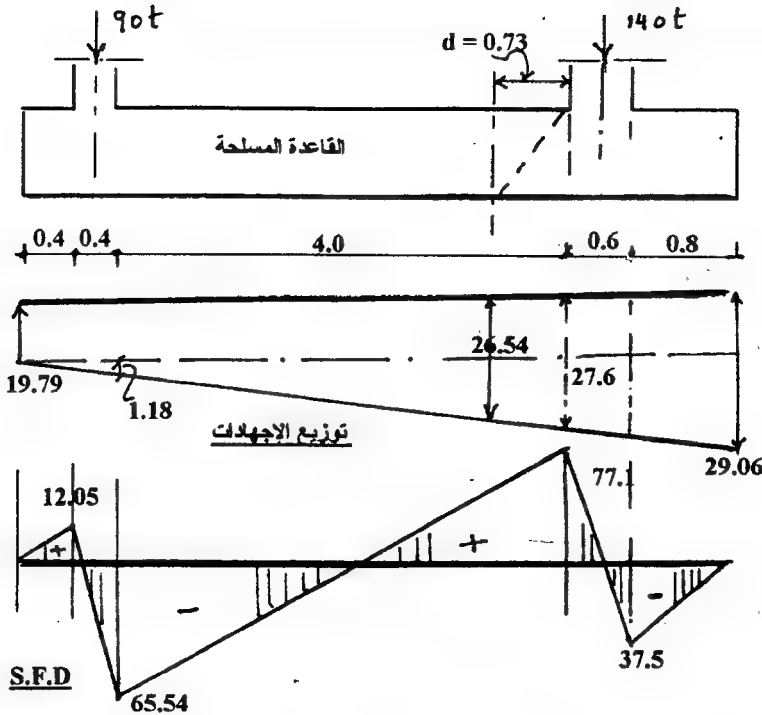
$$Q_{s3} = 140 - \frac{(29.06 - 27.61) \times 1.48 \times 1.5}{2} - 27.61 \times 1.48 \times 1.5$$

$$= 140 - 1.61 - 61.29 = 77.10 \text{ t (positive)}$$

$$Q_{s4} = -90 + 0.8 \times 19.79 \times 1.5 + \frac{1}{2} \times 1.18 \times 0.8 \times 1.5$$

$$= -90 + 23.75 + 0.71 = -65.54 \text{ (negative)}$$

ويبين الكروكي التالي توزيع القوى القاصة على القاعدة المشتركة.



شكل (١٠-١٣)

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

• التحقق من أقصى إجهادات قص:

• القوة القاصة عند القطاع الحرج للقص على بُعد (d) من وجه العمود الداخلى ويقاوم بواسطة الخرسانة فقط.

$$Q_{\max sh} = 140 - \frac{(29.06 - 26.54) \times 2.21 \times 1.5}{2} - 26.54 \times 2.21 \times 1.5$$

$$= 140 - 4.18 - 87.98 = 47.84 \text{ (t)}$$

$$\therefore q_{\max sh} = \frac{47.84 \times 10^3}{150 \times 73} = 4.37 \text{ kg/cm}^2 < 5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (o.k.)}$$

• حديد التسليح:

• التسليح الطولى (الاتجاه الطولى):

الحديد العلوى:

$$A_{s \text{ top}} = \frac{73.63 \times 10^5}{1782 \times 73} = 56.6 \text{ cm}^2$$

الحديد السفلى:

$$A_{s \text{ bottom}} = \frac{M_{\max -ve}}{1782 \times 73} = \frac{16.37 \times 10^5}{1782 \times 73} = 12.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.15}{100} \times 150 \times 73 = 16.43 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{take } A_{s \text{ top}} = 56.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 15 \phi 22 (57 \text{ cm}^2) / 150 \text{ cm breadth}$$

$$A_{s \text{ bottom}} = 16.43 \text{ cm}^2 \rightarrow 9 \phi 16 (18 \text{ cm}^2) / 150 \text{ cm breadth}$$

• التسليح العرضى (الاتجاه المستعرض):

بفرض كمرات مدفونة تحت كل عمودين فى الاتجاه العرضى.

∴ الحمل تحت العمود الداخلى لكل (م) طول الشريحة (الكمرة المدفونة) حيث

طولها يساوى عرض القاعدة المشتركة يعادل : ١٤٠ / ١,٥ = ٩٣,٣٣ طن/م

أقصى عزم انحناء على الكمرة المدفونة تحت العمود الداخلى [البروز يعادل

: [(١,٥ - ٠,٤)]

$$M_{\max} = \frac{93.33 \times (0.55)^2}{2} = 14.12 \text{ m.t}$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

$$d_{act} = 73 - 2.2 - \frac{1.6}{2} = 70 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{14.12 \times 10^5}{70 \times 1782} = 11.32 \text{ cm}^2 \longrightarrow$$

$$A_{s \min} = 0.15 \times 150 \times 70 = 15.75 \text{ cm}^2 (8 \phi 16)$$

وهذا الحديد يتم توزيعه على عرض الكمرة المدفونة تحت العمود بالتماثل أى على عرض يعادل عرض العمود + عمق الكمرة من وجهى العمود [٧٣ + ٦٠ = ١٣٣ سم]

، بالمثل تحت العمود الخارجى لكل متر طولى يعادل : $\frac{60}{1.5} = ٦٠$ طن/م ، أقصى عزم انحناء على الكمرة المدفونة تحت العمود الخارجى [البروز يعادل $[0.55 = \frac{1.50 - 0.4}{2}]$]

$$\therefore M_{\max} = \frac{60 \times (0.55)^2}{2} = 9.08 \text{ m.t}$$

$$\therefore A_s = \frac{9.08 \times 10^5}{1782 \times 70} = 7.28 \text{ cm}^2 \longrightarrow$$

$$\text{take } A_s = A_{s \min} = 8 \phi 16 (16 \text{ cm}^2)$$

ويتم توزيعها على عرض الكمرة المدفونة وهو يساوى فى هذه الحالة (٤٠ سم + عرض العمود $+\frac{d}{2}$) أى ١١٥ سم وكما هو موضح بالكروكى.

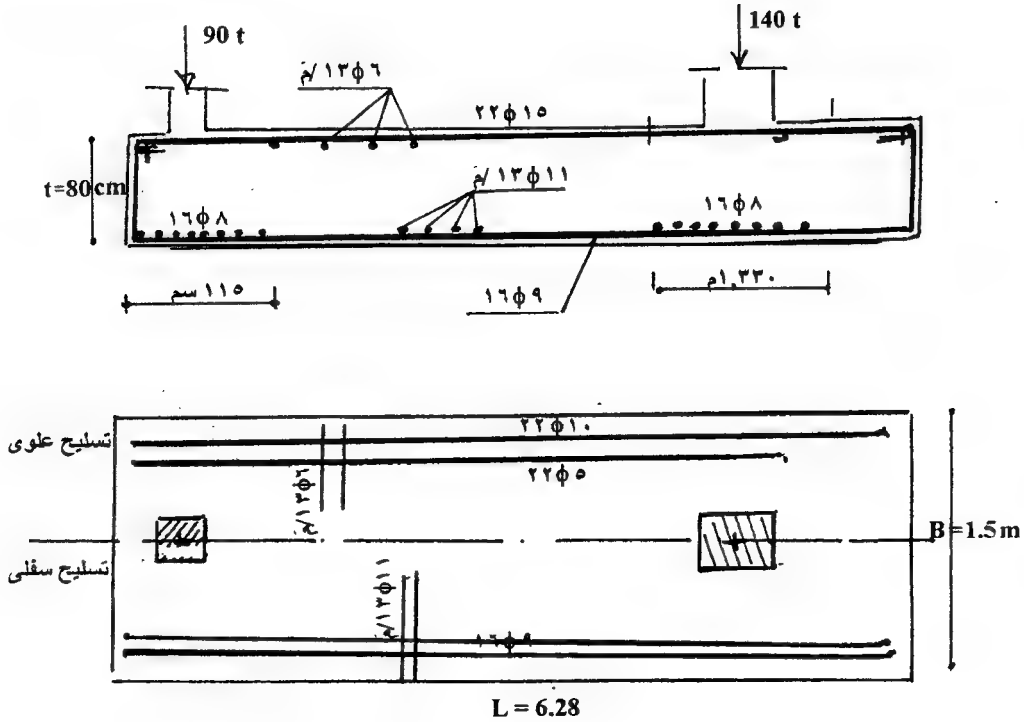
• يجب وضع حديد علوى وسفلى فى الاتجاه العرضى للقاعدة بين الكمرتين

المدفونتين تحت الأعمدة ما يعادل $\left(\frac{A_{s \min}}{2}\right)$ أى ما يعادل $\frac{1}{2}$

$$= 7.88 \text{ سم أى بواقع } 6 \phi 13 \text{ م/م وكما هو موضح}$$

بالكروكى التالى - شكل (١٠-١٤).

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS



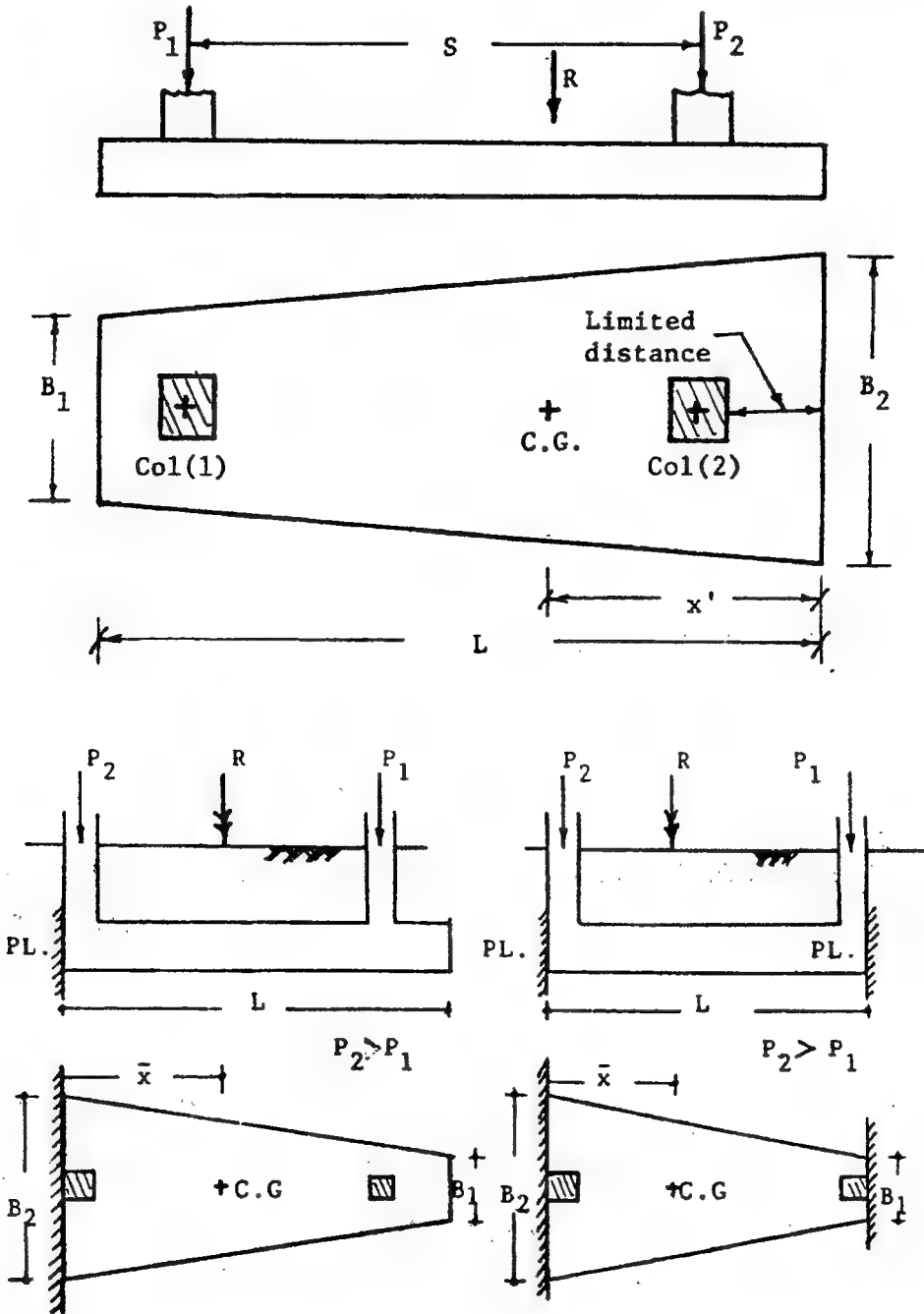
شكل (١٠-١٤) كروكى حديد التسليح بالقاعدة المشتركة

٣-١٠ القاعدة المجمعة أو المشتركة على شكل شبه منحرف:

١-٣-١٠ مقدمة:

- تستخدم القواعد المشتركة على شكل شبه منحرف لربط قاعدتين منفصلتين حينما:
 - ١- يكون حمل العמוד الخارجى أكبر من حمل العמוד الداخلى حيث لا تصلح فى هذه الحالة القواعد المشتركة المستطيلة.
 - ٢- يكون حد الملكية أو أى مانع آخر مجاور للعمودين الغير متساويين فى الأحمال.
- يبين الشكل (١٠-١٥) أمثلة للقواعد المشتركة على شكل شبه منحرف.

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS



شكل (١٠-١٥) استخدام القواعد المشتركة على شكل شبه منحرف

١-٣-٢ كيفية تصميم القاعدة المشتركة على شكل شبه منحرف:

المعلوم : هو القوتين (P_2) للعمود الخارجى، (P_1) للعمود الداخلى حيث $(P_2 > P_1)$ وكذلك الإجهاد المسموح به للتربة $(f_{n \text{ all}})$ أو (f_{all}) .

المطلوب : هو تصميم القاعدة إيجاد أبعادها وسمكها وحديد تسليحها لمجابهة القوى الداخلية المتولدة فيها وجميع أنواع الإجهادات المصاحبة لهذه القوى.

يتم فرض أن مركز ثقل محصلة الأحمال ينطبق مع مركز ثقل القاعدة أسفلها (مركز شبه المنحرف) ومن ثم فإنه يمكن القول بأن توزيع الإجهادات على التربة منتظم لا محالة الأمر الذى يمكن منه تعيين مساحة القاعدة كالاتى:

$$A = \frac{R}{f_{n \text{ all soil}}} (m^2) \quad \text{or} \quad A = \frac{R_T}{f_{\text{all soil}}} (m^2)$$

حيث : (R) محصلة القوى

$$R = P_1 + P_2$$

ومن هندسة وشكل شبه المنحرف فإن مركز ثقله يقع على بُعد مسافة قدرها (x) من الحمل الأكبر (الضلع الأكبر من الضلعين المتوازيين لشبه المنحرف) حيث :

$$\bar{x} = \frac{L}{3} \left[\frac{2B_1 + B_2}{B_1 + B_2} \right] \text{ ms} \quad \text{..... (i)}$$

حيث (L) : طول القاعدة فى الاتجاه الطولى

، (B_1) ، (B_2) : هما عرضى القاعدة المتوازيين فى الاتجاه العرضى

وحيث أن مساحة القاعدة الشبه منحرف

$$A = \left[\frac{B_1 + B_2}{2} \right] \cdot L (m^2) \quad \text{..... (ii)}$$

وبحل المعادلتين السابقتين (i) ، (ii) يمكن تعيين المجهولين (B_1) ، (B_2) بدلالة

الطول (L) حيث :

$$B_1 = \frac{2A}{L} \left[\frac{3\bar{x}}{L} - 1 \right] \quad *$$

$$B_2 = \frac{2A}{L} - B_1 \quad *$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

- وبمعلومية الطول (L) وهو طول القاعدة والمحدد بقيمة معلومة أو مفروضة حسب حالة الأعمدة والموقع فإنه يمكن إيجاد البُعدين (B₁) ، (B₂) كل على حدة.
- يتم استكمال خطوات التصميم باتباع نفس الخطوات التى اتبعت فى القواعد المستطيلة والسابق سردها مع مراعاة ما يلى لتسهيل خطوات الحل :

-i عند تصميم القاعدة فى الاتجاه الطولى فإنه بالرغم من أن الإجهادات موزعة على التربة بانتظام (مركز محصلة الأحمال ينطبق مع مركز ثقل القاعدة) إلا أن هذه الإجهادات تعطى حملاً خطياً غير متساوى على طول القاعدة الأمر الذى ينتج عنها منحنى توزيع قوى القص على القاعدة من الدرجة الثانية ومنحنى توزيع عزم الانحناء من الدرجة الثالثة - شكل (١٠-١٦).

-ii لتسهيل الحل يفضل وضع الحمل الناتج عن إجهادات التربة على القاعدة فى صورة معادلة خطية يمكن عن طريقها حساب الحمل (f) عند أى مقطع على مسافة (x) من ناحية الضلع الأكبر (B₂) حيث :

$$f = f_2 - \frac{(f_2 - f_1)}{L} \cdot x$$

(f₁) ، (f₂) هى أقصى وأدنى إجهادات واقعة على التربة أسفل القاعدة كما هو موضح بالشكل (١٠-١٦)

- وحيث أن قيمة القوى القاصة (Q_x) هى تكامل قيمة الإجهاد (f) عند أى نقطة على بُعد (x)

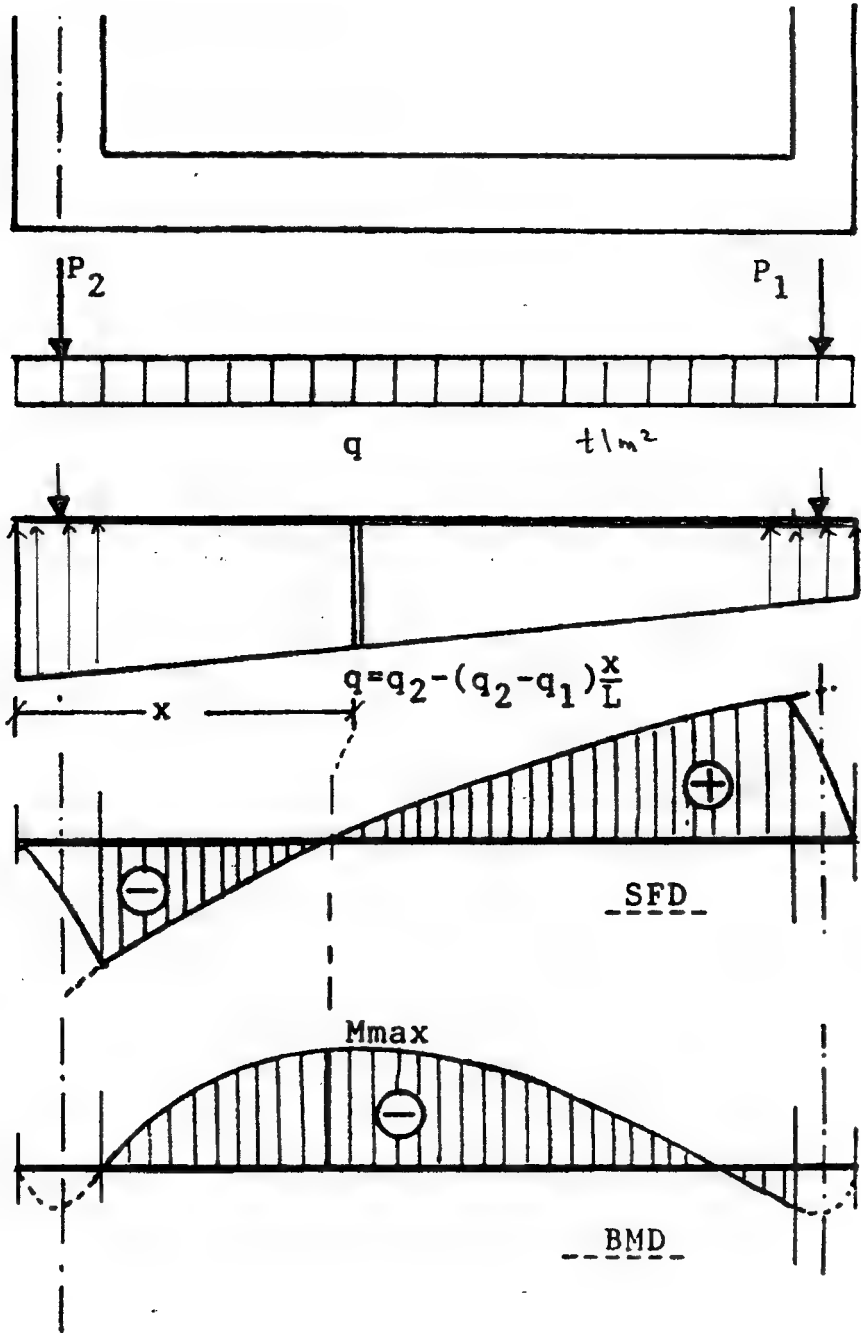
$$\therefore Q_x = \int_0^x f \, dx$$

$$Q_x = f_2 \cdot x - \frac{(f_2 - f_1)x^2}{2L} + C$$

حيث (c) هو ثابت التكامل وهو يعادل حمل العمود الموجود بين المقطع وبين القاعدة الكبرى (B₂) ومن هذه المعادلة يمكن إيجاد موضع أقصى عزم انحناء أى عند Q = 0

- وبتكامل المعادلة السابقة مرة ثانية (تكامل القص) ينتج عنه عزم الانحناء (M_x).

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS



شكل (١٠-١٦) الأحمال والقوى الداخلية على القاعدة المشتركة شبه المنحرف

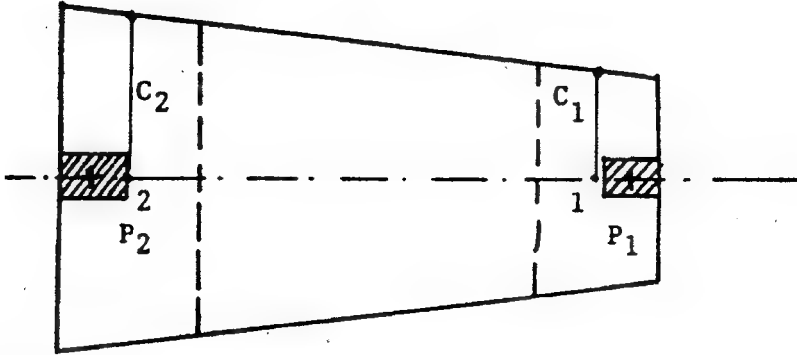
DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

$$M_x = - \int_0^x Q dx = f_2 \cdot \frac{x^2}{2} - \frac{(f_2 - f_1)x^3}{6L} + c_1x + c_2$$

حيث (c_2) يساوى صفراً وأن (x) تمثل ذراع العزم للعمود حول المقطع تحت الاعتبار.

iii- عند تعيين العمق المقاوم للعزم يؤخذ عرض الأساس المقابل للمقطع المعرض لأكبر عزم عند القطاع الذى عنده القص يساوى صفراً.

iv- عند حساب العزوم العرضية (M_1) ، (M_2) للكمرات المدفونة تحت الأعمدة تؤخذ البروزات (c_1) ، (c_2) فى منتصف عرض الكمرات العرضية المدفونة وكما هو موضح بالشكل (١٠-١٧).



شكل (١٠-١٧) ذراع العزوم العرضية ومقدار البروزات للكمرات المدفونة

١٠-٣-٣ مثال محلول:

المطلوب تصميم القاعدة المشتركة على هيئة شبه منحرف تحمل عموداً خارجياً $(٤٥ \times ٤٥$ سم) يحمل حملاً قدره ٨٠ طن وآخر داخلياً $(٣٠ \times ٣٠$ سم) يحمل حملاً قدره ٥٠ طن والمسافة بينهما ٤,٢٥ م. فإذا علم أن جهد التربة الصافى المسموح به أسفل هذه القاعدة يعادل ١,٢ كجم/سم^٢ وأن العمودين لا يسمح بامتدادهما خارج حدود العمودين وأن حديد التسليح هو رتبة ٣٥/٢٤ وأن الخرسانة ذات رتبة C 200.

الحل:

حيث أنه لا يسمح بامتداد طول القاعدة خارج حدود وجهى العمودين إذن طول القاعدة معروف ومحدد فى هذه الحالة.

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

i.e. $L = 4.25 + 0.15 + 0.225 = 4.625 \text{ ms}$

• محصلة القوى

$R = P_1 + P_2 = 80 + 50 = 130 \text{ (t)}$

• بالإشارة إلى الشكل (١٠-١٦) يتم إيجاد موضع المحصلة بأخذ العزوم حول الحمل الكبير.

$$x_1 = \frac{50 \times 4.25}{130} = 1.635 \text{ ms}$$

∴ $x = 1.635 + 0.225 = 1.86 \text{ ms}$

• مساحة القاعدة

$$A = \frac{R}{f_{n \text{ all}}} = \frac{130}{12} = 10.833 \text{ m}^2$$

• يتم تنفيذ المعادلتين الخاصتين بالبعدين (B_1) ، (B_2) .

$$\therefore \bar{x} = \frac{L}{3} \left[\frac{2 B_1 + B_2}{B_1 + B_2} \right] \rightarrow 1.86 = \frac{4.625}{3} \times \frac{2 B_1 + B_2}{B_1 + B_2} \quad \dots\dots (i)$$

$$A = \left[\frac{B_1 + B_2}{2} \right] L \rightarrow 10.833 = \frac{B_1 + B_2}{2} \times 4.625 \quad \dots\dots (ii)$$

• بحل المعادلتين السابقتين إذن :

$B_1 = 3.72 \text{ ms}$

$B_2 = 0.97 \text{ ms}$

✱ بالنسبة للاتجاه الطولى للقاعدة:

• يتم حساب توزيع الإجهادات على الطول / لكل متر طولى منه

i.e. $f_1 = 0.97 \times f_n = 0.97 \times 12 = 11.64 \text{ t/m}^2$

، $f_2 = 3.72 \times f_n = 3.72 \times 12 = 44.6 \text{ t/m}^2$

• يتم حساب قيمة الإجهاد الواقع على التربة لكل متر طولى من القاعدة المشتركة عند أى نقطة على بُعد (x) من القاعدة (B_2) .

$$f_x = f_2 - \frac{(f_2 - f_1) \cdot x}{L} = 44.6 - \frac{(44.6 - 11.64) \cdot x}{4.625}$$

i.e. $f_x = 44.6 - 7.136 \cdot x$

وهى معادلة الحمل (الخط المستقيم الغير منتظم القيمة) ومن هذه المعادلة

يتم حساب قيم القوى القصاة عند أى نقطة كالاتى بتكامل هذه المعادلة

بالنسبة لـ (x) :

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

at $x = 0.45 \text{ ms}$

$$\rightarrow Q = 44.6 \times (0.45) - 3.568 \times (0.45)^2 - 80 = -60.63 \text{ (t)}$$

at $x = 0.475 \text{ ms}$

$$\rightarrow Q = 44.6 \times (0.475) - 3.568 \times (0.475)^2 - 80 = +59.45 \text{ (t)}$$

• معادلة القوى القاصة (Q) عند أى نقطة هي :

$$Q = \int_x^x f_x dx = 44.6x - 3.568x^2 + c$$

• لإيجاد موضع النقطة التى عندها $Q = 0$

$$Q = 0 = 44.64x - 3.568x^2 - 80$$

وبحل هذه المعادلة تنتج قيمة (x)

$$\rightarrow x = 2.168 \text{ ms}$$

• للحصول على منحنى عزم الانحناء وقيمته عند أى نقطة يتم تكامل القوى القاصة بالنسبة للمسافة.

$$\begin{aligned} \text{i.e. } M &= \int_0^x -Q dx = \int_0^x [-44.64(x) - 3.568x^2 + 80] dx \\ &= -44.64 \frac{(x^2)}{2} + 3.568 \frac{(x^3)}{3} + 80 \cdot x \\ &= -22.32(x)^2 + 1.189(x)^3 + 80x \end{aligned}$$

وهذه هي معادلة عزوم الانحناء عند أى نقطة على بُعد (x)

at $x = 0.45 \text{ ms}$

$$\rightarrow M = -[22.32(0.45)^2 - 1.189(0.45)^3] + 80(0.225) = +13.59 \text{ m.t}$$

at $x = 3.0 \text{ ms}$

$$\rightarrow M = -[22.32(3.0)^2 - 1.189(3)^3] + 80(3 - 0.225) = 53.22 \text{ m.t}$$

at $x = 4.325 \text{ ms}$

$$\rightarrow M = -[22.32(4.325)^2 - 1.189(4.325)^3] + 80(4.325 - 0.225) = 6.68 \text{ m.t}$$

at $x = 4.0 \text{ ms}$

$$\rightarrow M = -[22.32(4)^2 - 1.189(4)^3] + 80(4.0 - 0.225) = 20.98 \text{ m.t}$$

وأقصى عزم انحناء موجب عند $x = 2.168 \text{ ms}$

at $x = 2.168$

$$\begin{aligned} M_{\text{max +ve}} &= -[22.32(2.168)^2 - 1.189(2.168)^3] + 80(2.168 - 0.225) \\ &= 62.65 \text{ m.t} \end{aligned}$$

• عرض القاعدة المشتركة عند القطاع الذى عنده أقصى عزم انحناء (B)

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

$$B = 0.97 + 2.75 \frac{(4.625 - 2.168)}{4.625} = 2.43 \text{ ms}$$

• عمق القاعدة المقاوم لأقصى عزم انحناء (d_m)

$$d_m = 0.361 \sqrt{\frac{62.65 \times 10^5}{243}} = 58 \text{ cm} \rightarrow t = 65 \text{ cm} \quad d_{act} = 58 \text{ cm}$$

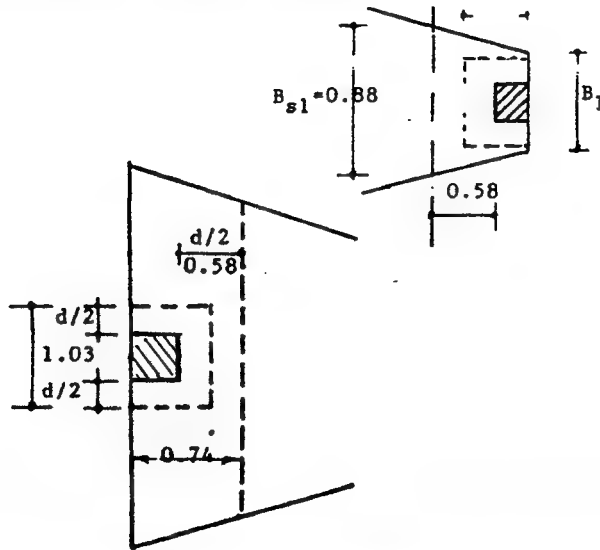
• التحقق من إجهادات القص الثاقب (شكل ١٠-١٨).

$$Q_{p(1)} = 50 - 12 (0.88 \times 0.59) = 43.77 \text{ (t)}$$

$$q_{p(1)} = \frac{43.77 \times 10^3}{58 (2 \times 59 + 88)} = 3.66 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg (} q_{p \text{ all}} \text{)} \quad (\text{o.k.})$$

$$Q_{p(2)} = 80 - 12 (1.03 \times 0.775) = 69.77 \text{ (t)}$$

$$q_{p(2)} = \frac{69.77 \times 10^3}{58 (2 \times 77.5 + 103)} = 4.68 < 8 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{o.k.})$$



شكل (١٠-١٨) المقاطع الحرجة للقص الثاقب والقص في القاعدة المشتركة على شكل شبه منحرف

• التحقق من إجهادات القص :

عرض القطاع هو عرض القاعدة عند القطاع الحرج وهو على بُعد (d)

من وجه العمود وليكن العرض (B_1) بالنسبة للعمود رقم (١) ، (B_2)

بالنسبة للعمود رقم (٢).

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

بالنسبة للعمود رقم (١) :

$$B_{(1)} = 0.97 + 2.75 \frac{0.88}{4.625} = 1.49 \text{ ms}$$

$$Q_{s(1)} = 44.64 (4.625 - 0.88) - 3.568 (4.625 - 0.88)^2 - 80 = 37.14 \text{ (t)}$$

$$\therefore q_{sh(1)} = \frac{37.14 \times 10^3}{58 \times 149} = 4.3 < 6 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{o.k})$$

بالنسبة للعمود رقم (٢) :

$$B_{(2)} = 0.97 + 2.75 \frac{(4.625 - 1.03)}{4.625} = 3.11 \text{ ms}$$

$$Q_{s(2)} = 44.64 \times 1.03 - 3.568 \times (1.03)^2 - 80 = 37.81 \text{ (t)}$$

$$q_{sh(2)} = \frac{37.81 \times 10^3}{58 \times 311} = 2.1 < 6 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{o.k})$$

• وعليه فإن العمق (d = 58 cm) آمن وبالتالي فإن كميات الحديد المطلوبة عند القطاعات المختلفة كما يلي :

$$A_{s \text{ max+ve}} = \frac{62.65 \times 10^5}{1237 \times 58} = 87.32 \text{ cm}^2 \rightarrow 23 \phi 22$$

$$A_{s \text{ at } x=3 \text{ m}} = \frac{53.22 \times 10^5}{58 \times 1237} = 74.18 \text{ cm}^2 \rightarrow 20 \phi 22$$

$$A_{s \text{ at } x=4 \text{ m}} = \frac{20.98 \times 10^5}{58 \times 1237} = 29.24 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 22$$

* بالنسبة للاتجاه العرضي للقاعدة:تحت العمود رقم (٢):

$$\begin{aligned} \text{عرض الكمرية المدفونة عند العمود رقم (٢)} &= 0.58 + 0.45 = 1.03 \text{ متر} \\ \text{الطول المتوسط للكمرية المدفونة عند منتصف عرض الكمرية يعادل} &= \frac{0.97 + 2.75 \left(4.625 - \frac{1.03}{2}\right)}{4.625} \\ &= 3.41 \text{ متر} \end{aligned}$$

$$\text{الحمل الواقع على الكمرية المدفونة لكل متر طولى منها} = \frac{80}{3.41} = 23.46 \text{ طن/م}$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

أقصى عزم انحناء واقع عليها =

$$M = \frac{23.46 [(3.41 - 0.42) / 2]^2}{2} = 26.22 \text{ m.t}$$

• عمق الكمرية المدفونة

$$d = 58 - \frac{2.2}{2} - \frac{2.2}{2} = 55.8 \text{ cm}$$

• مساحة حديد الكمرية المدفونة

$$A_s = \frac{26.22 \times 10^5}{1237 \times 55.8} = 37.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 58 \times 103 \times 0.0025 = 14.94 \text{ cm}^2 \longrightarrow 37.99 \text{ cm}^2 \longrightarrow 10 \phi 22$$

تحت العمود رقم (١):

عرض الكمرية المدفونة عند العمود رقم (١) $B = 0.3 + 0.58 = 0.88 \text{ ms}$

الطول المتوسط للكمرية المدفونة عند منتصف عرض الكمرية يعادل :

$$L = 0.97 + 2.75 \frac{0.88}{4.625} = 1.49 \text{ ms}$$

الحمل الواقع على الكمرية المدفونة لكل متر طولى منها

$$w = \frac{50}{1.49} = 33.56 \text{ t/m}$$

• أقصى عزم انحناء

$$M = \frac{w [(1.49 - 0.3) / 2]^2}{2} = 3.56 \times 0.177 = 5.94 \text{ m.t}$$

• مساحة حديد الكمرية المدفونة

$$A_s = \frac{5.94 \times 10^5}{1237 \times 55.8} = 8.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 58 \times 149 \times 0.0025 = 21.61 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6 \phi 22$$

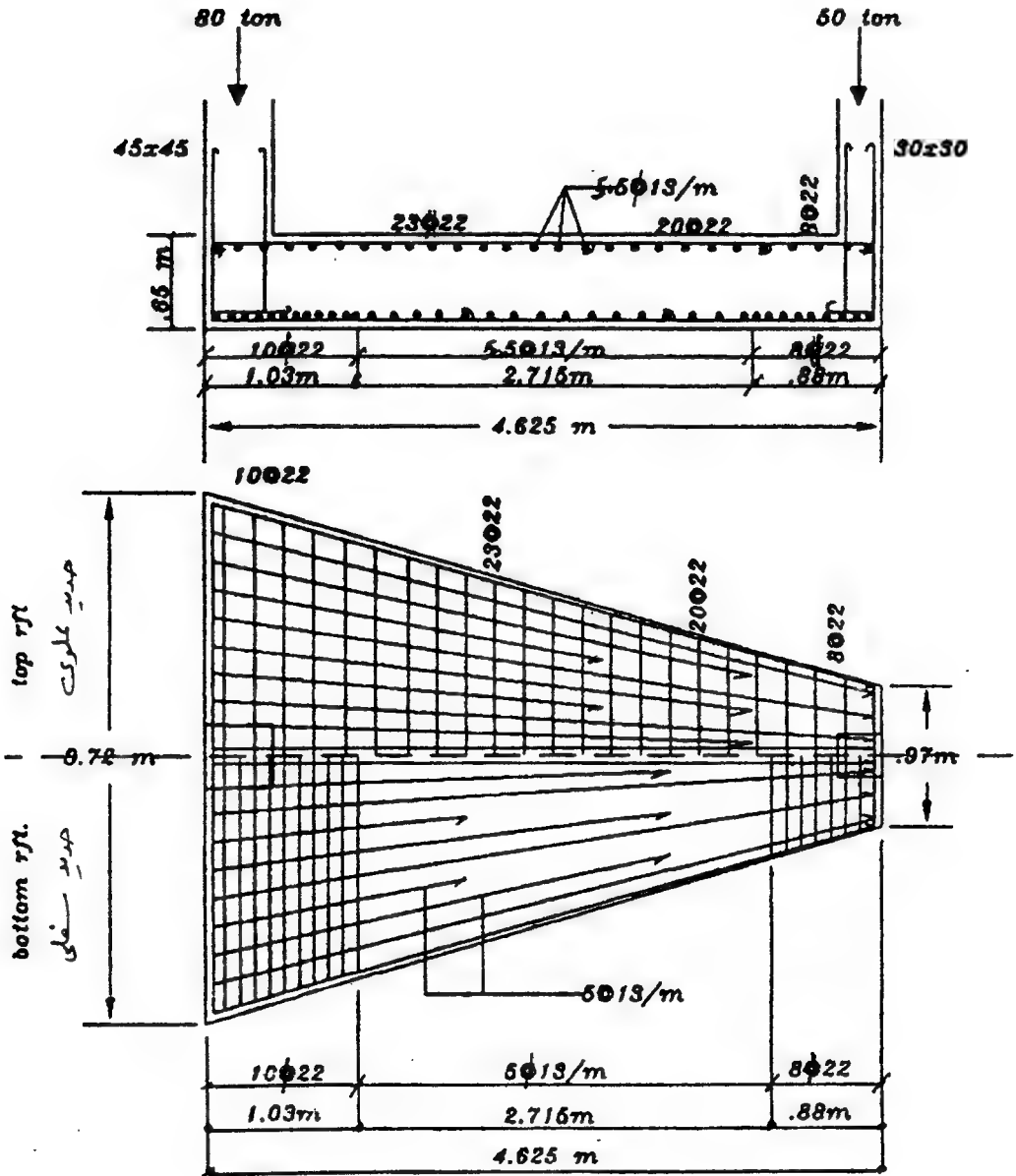
ويؤخذ فى بقية الطول بين الكمرات المدفونة حديد علوى وسفلى فى الاتجاه

العرضى قدره الحد الأدنى للمتر الطولى أى ما يعادل $0.0025 \times 100 \times 58$

= 14.5 سم بواقع ١١ سيخ لكل متر طولى أى $5.5 \phi 13 \text{ م/ علوى عرضى}$

$5.5 \phi 13 \text{ م/ سفلى عرضى}$.

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

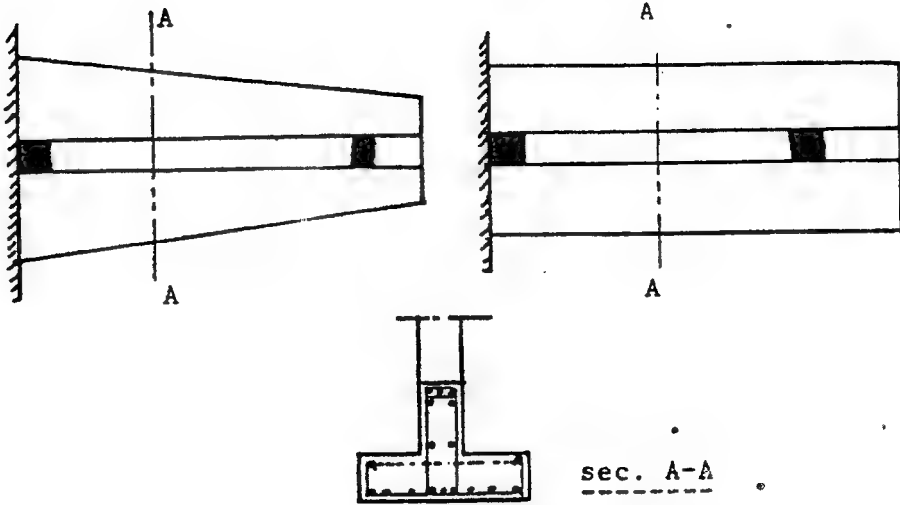


شكل (١٠-١٩)

- ويبين الشكل (١٠-١٩) تفاصيل وأبعاد القاعدة المشتركة التى على شكل شبه منحرف للمثال السابق.

١٠-٢ القواعد المشتركة الشريطية:

- فى بعض الحالات الخاصة للقواعد المشتركة سواء المستطيلة الشكل أو التى على شكل شبه منحرف يمكن إضافة كمره رابطة بين العمودين جزء منها مدفون فى القاعدة وجزء بارز فوقها يسمى عصب الكمره (Rib) كما هو مبين بالشكل (١٠-٢٠). وهذه الكمره بدورها ووجودها تحول القاعدة المشتركة إلى قاعدة شريطية (Strip footing) وهذه الكمره هى التى تتحمل العبء الأكبر فى مقاومة عزوم الانحناء القوى الداخلية فى الاتجاه الطولى للقاعدة.



شكل (١٠-٢٠) القواعد المشتركة الشريطية (قواعد مشتركة بكره)

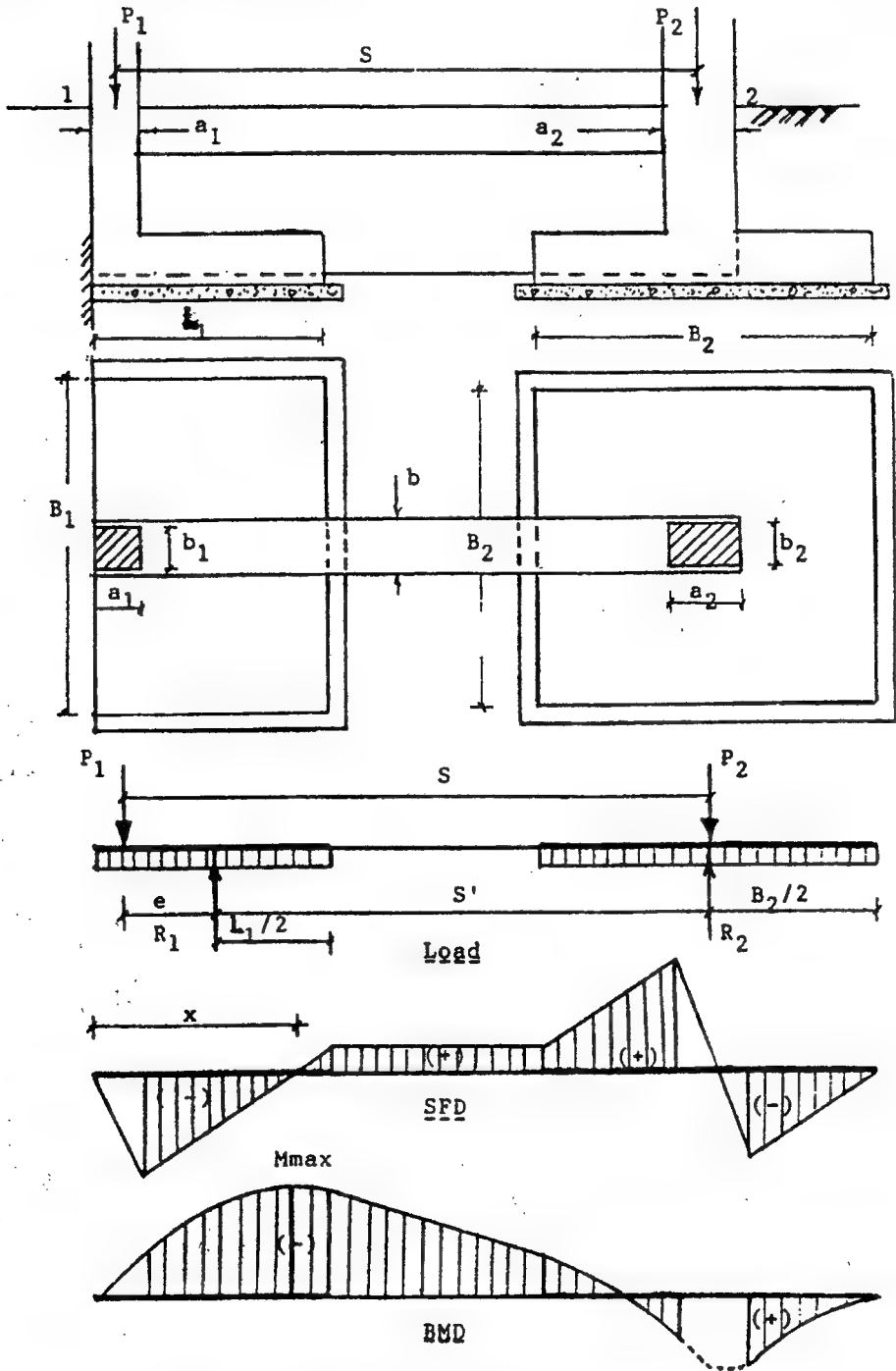
- إن تصميم هذه الكمره على أساس أنها كمره على شكل حرف T مقلوب بينما تصميم بلاطة القاعدة على أساس شريحة (strip footing) وبالتالي ينطبق تصميم مثل هذا النوع من القواعد باتباع نفس الخطوات التى اتبعت بالتفصيل فى تصميم القواعد الشريطية.

١٠-٥ القواعد الكابولية (القواعد ذات الشداد):**10-5 Strap (Cantilever Footing):****١٠-٥-١ مقدمة:**

أحياناً تكون قاعدة الجار الخارجية كابولية بمعنى أن حمل العمود المؤثر عليها ينطبق مع مركز ثقلها (حمل غير محوري أو غير مركزي بالنسبة للقاعدة) فإنه في هذه الحالة تكون القاعدة معرضة إلى عزم انحناء بجانب القوى العمودية مما يجعل الإجهادات تحت القاعدة غير منتظمة التوزيع وربما ينشأ عنها إجهادات شد تعمل على فصل القاعدة من التربة أسفلها الأمر الذي يتطلب التغلب على هذه الحالة بأنه يلزم ضرورة ربط هذه القاعدة الكابولية (قاعدة الجار) بقاعدة أخرى مجاورة لها ومركزية الحمل وذلك عن طريق شداد أو كمر عالية الجساءة تسمى بكمرة الاستراب (strap beam) وهذا الشداد أو الكمر الاستراب يعمل على نقل عزم الانحناء الناتج من عدم محورية الحمل على القاعدة الخارجية (قاعدة الجار) إلى القاعدة الداخلية وبالتالي تكون الإجهادات الواقعة على التربة تحت القواعد منتظمة التوزيع.

هذا وتجدر الإشارة إلى أن القواعد ذات الشداد تستخدم لنفس الغرض الذي استخدمت فيه القواعد المشتركة المستطيلة أو ذات شبه المنحرف بربطهما وجعلهما قاعدة واحدة وذلك في حالة ما إذا كانت المسافة بين العمودين الخارجى والداخلى كبيرة نسبياً وقدرة تحمل التربة عالية في نفس الوقت وبالتالي القاعدة المشتركة لا تحتاج إلى مساحة كبيرة وعرضها سوف يكون صغير نسبياً، هذا بالإضافة إلى أن القواعد الكابولية تعتبر أكثر اقتصاداً وتوفيراً من القواعد المشتركة من ناحية كمية المواد والخرسانة المطلوبة وكما هو مبين بالشكل (١٠-٢١).

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS



شكل (١٠-٢١) القاعدة الكابولية وكيفية تصميمها

١٠-٥-٢ كيفية تصميم القواعد الكابولية:

- المعلوم: الأحمال (P_1) للعمود الخارجى (الجار) ، (P_2) للعمود الداخلى، جهد التربة الصافى المسموح به ($f_{n \text{ all}}$) وأن المسافة بين محورى العمودين كبيرة ولتكن (S).

- المطلوب: تصميم القاعدة الكابولية الآمنة لمجابهة هذه الأحمال وذلك بإيجاد كل من أبعاد كل من القواعد الداخلية والخارجية وحديد تسليحهما بالإضافة إلى أبعاد الشداد وحديد تسليحه الرابط بينهما.

الخطوات:

- ١- بالإشارة إلى الشكل (١٠-٢١) يفرض أولاً طول القاعدة الخارجية وليكن (L_1) بحيث يكون عرض القاعدة الخارجية أكبر من طولها وذلك لتقليل لا مركزية الحمل ($B_1 > L_1$) وبالتالي تقليل دوراتها وبحيث يتناسب طولها مع عرضها.
- ٢- يتم فرض أن القاعدة الداخلية والمؤثر عليها الحمل (P_2) مركزية فى التحميل ويفضل لتسهيل الحل أن تكون مربعة الشكل وذات عرض وطول يعادل (B_2).
- ٣- يتم فرض أن ردود أفعال التربة تقع فى مركز القواعد أعلاها أى (R_1) فى مركز ثقل القاعدة الخارجية، (R_2) فى مركز ثقل القاعدة الداخلية وبينهما مسافة قدرها (S) حيث الشكل (١٠-٢١) يتبين:

$$S' = S - e$$

$$e = L_1 / 2 - \frac{a_1}{2}$$

أى أنه أولاً يتم تعيين قيمة (e) بدلالة (L_1) طول القاعدة الخارجية، (a_1) عرض العمود الخارجى (الجار) ثم يتم حساب المسافة (S) تبعاً لذلك.

- ٤- يتم تعيين قيمة كل من ردود أفعال التربة (R_1) تحت القاعدة الخارجية (الجار)، (R_2) تحت القاعدة الداخلية المربعة وذلك بأخذ العزوم عند محور العمود الداخلى والاتزان :

$$\therefore R_1 = P_1 \cdot S / S'$$

$$R_2 = (P_1 + P_2) - R_1$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

- ٥- يتم حساب مساحة كل من القاعدة الخارجية والداخلية وذلك بدلالة كل من (R_1) ، (R_2) وجهد التربة الصافي المسموح به $(f_{n \text{ all}})$ وتقرب إلى أقرب ٥ سم.

$$\text{i.e. } A_1 = B_1 \times L_1 = \frac{R_1}{f_{n \text{ all}}} \text{ (ms}^2\text{)}$$

$$A_2 = B_2 \times L_2 = \frac{R_2}{f_{n \text{ all}}} \text{ (ms}^2\text{)}$$

- ٦- يتم حساب جهد التربة الصافي الحقيقي الواقع على التربة وذلك بدلالة المساحة النهائية والأحمال الواقعة على هذه القواعد.

$$\text{i.e. } f_{n(1)} = \frac{R_1}{A_{1 \text{ final}}} \leq f_{n \text{ all}}$$

$$f_{n(2)} = \frac{R_2}{A_{2 \text{ final}}} \leq f_{n \text{ all}}$$

- ٧- يتم رسم منحنيات توزيع القوى القاصة وعزوم الانحناء على المحور الطولى للقاعدتين الخارجية والداخلية مع ملاحظة أن أقصى عزم انحناء سالب يقع عندما تكون القوة القاصة تعادل صفر $(Q = 0)$ أى عند قرب نهاية القاعدة الخارجية وكما هو مبين بالشكل (١٠-٢١).

- ٨- يتم تصميم كل من القواعد الخارجية والداخلية والشداد الرابط بينهما كالاتى :

أ) تصميم الشداد:

عند تصميم وتنفيذ الشداد يجب التأكد من ضرورة استيفاء الاعتبارات والافتراضات التالية :

- ١- يجب أن يكون الشداد جاسئاً (Rigid) بدرجة كافية للتحكم فى دوران القاعدة الخارجية ومنعها من الدوران ولذلك يقترح أن يكون عزم القصور الذاتى للشداد أكبر من ضعف عزم القصور الذاتى للقاعدة الخارجية أى أن:

$$I_{\text{strap}} / I_{\text{ext. footing}} > 2$$

- ٢- يجب ألا يلامس الشداد التربة تجنباً لحدوث ضغط تماس بينه وبين التربة مما يخالف فلسفة التصميم.

- ٣- إهمال وزن الشداد.
- ٤- يجب أن يعمل الشداد ككمرة عميقة (Deep beam) $\frac{t}{l} \geq 0.8$.
- ٥- يجب أن تكون القواعد الخارجية والداخلية متناسبة لتعطى إجهاداً متقارباً على التربة $f_{n(1)} \cong f_{n(2)}$ i.e. تحت القاعدتين لتجنب حدوث هبوط نسبي ومتفاوت أسفل القاعدتين وأفضل حل حينما تكون محصلة الأحمال منطبقة مع مركز ثقل القاعدتين، وهذا لا يتأتى إلا بعد محاولات عديدة.
- ٦- يفضل أن يكون عرض الشداد على الأقل مساوياً لعرض أصغر عمود ويمكن زيادة عرض الشداد لتحقيق وزيادة جساءة الشداد حينما يكون عمق الشداد محدوداً.
- ٧- يجب أن ينطبق محور الشداد على محور الأعمدة وذلك لتجنب حدوث وتولد عزوم لى (Torsion) على الشداد وكما هو مبين بالشكل (١٠-٢١)
- ٨- يجب ألا تتعدى الإجهادات الناجمة عن عزوم الانحناء والقوى القاصة والمتولدة فى الشداد شكل (١٠-٢١) والسابق رسمها وإيجادها الحدود المسموح بها وذلك بمعاملته ككمرة مقلوبة ويقاوم الشد القطرى (Diagonal Tension) بواسطة حديد مكسح وكمات متعددة الأفرع (وضع حديد التسليح سواء الرئيسى أو المكسح عكس ما هو معروف بالنسبة للكمرات العادية التصميم).

ب) تصميم القاعدة الخارجية:

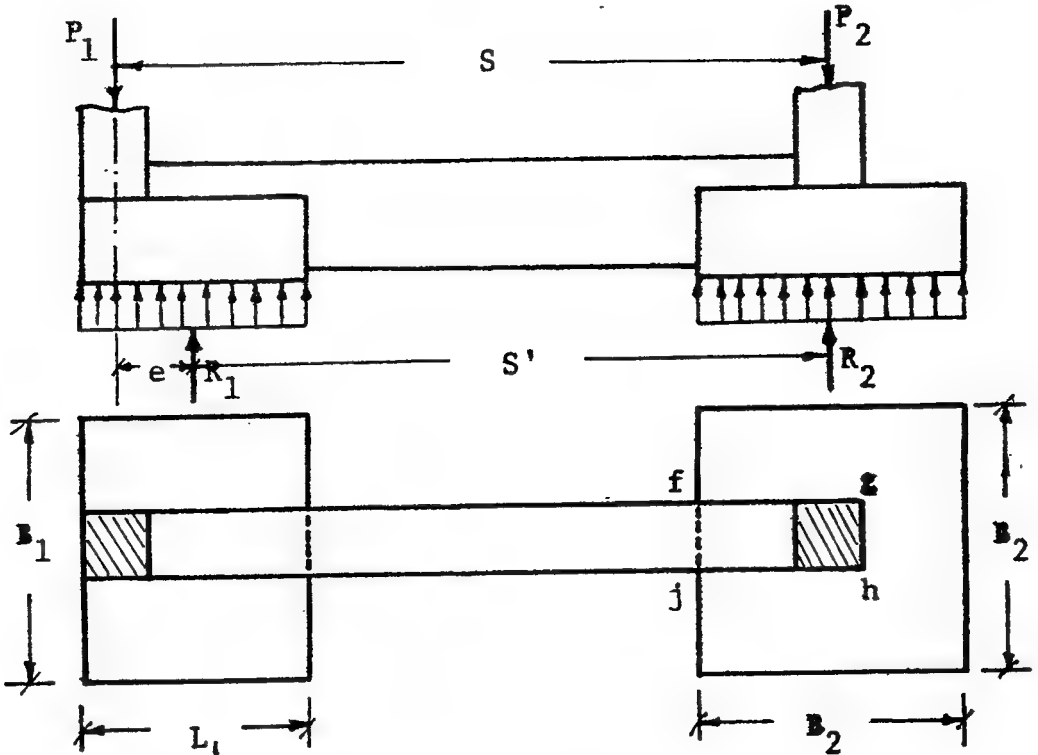
تعتبر القاعدة الخارجية (قاعدة الجار) كما لو كانت قاعدة حائط خرسانى مسلح طولها هو (L_1) وعرضها (B_1) ، وبالرغم من أن العمود مرحل عن المركز إلا أن الإجهادات تحت القاعدة منتظمة التوزيع (R_1) فى مركز القاعدة) الأمر الذى يمكن القول بأنه يمكن اعتبار هذه القاعدة هى قاعدة شريطية (Strip footing) تحت حائط مسلح وبالتالي تتبع نفس الخطوات السابق ذكرها فى تصميم هذا النوع من القواعد من حيث السمك وكمية وتوزيع حديد التسليح لمجابهة جميع أنواع الإجهادات المتولدة فيها نتيجة لعزوم الانحناء والقوى القاصة والتماسك الخ.

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

(ج) تصميم القاعدة الداخلية:

- حالة ما إذا كان الشدาด ينتهى عند نهاية العمود الداخلى:

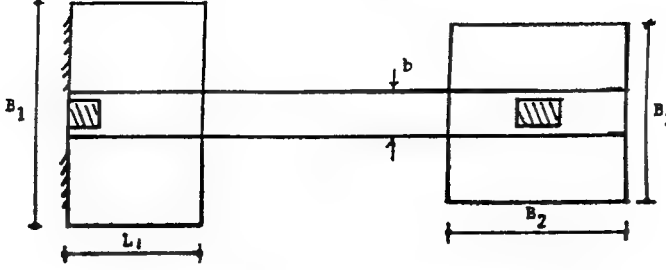
تعتبر القاعدة الداخلية قاعدة منفصلة (مربعة أو مستطيلة) معرضة إلى إجهاد منتظم أسفلها نتيجة للحمل (R_2) وذلك فى حالة ما إذا كان الشدาด ينتهى عند نهاية العمود شكل (١٠-٢٢) وفى هذه الحالة يتم التعامل مع هذه القاعدة فى التصميم باتباع نفس الخطوات التى أتبعتم فى القواعد المنفصلة المربعة أو المستطيلة وذلك من حيث التحقق من إجهادات العزم والقص الثاقب والقص المصاحب لعزم الانحناء والتماسك والرباط الخ ولكن مع مراعاة أن القص الثاقب يتحقق منه من خلال محيط القص (f g h i) الموضح بالشكل (١٠-٢٢).



شكل (١٠-٢٢) القطاع الحرج للقص والأحمال المفروضة وردود الأفعال عند تصميم القواعد ذات الشداده المنتهى عند نهاية العمود الداخلى

- حالة ما إذا كان الشداد ممتد إلى نهاية القاعدة الداخلية:

تعتبر القاعدة الداخلية قاعدة مربعة أو مستطيلة شريطية ويتم تصميمها على هذا الأساس مثل القاعدة الخارجية وتتبع نفس خطوات تصميم القواعد الشريطية تحت الحوائط المسلحة - شكل (١٠-٢٣).



شكل (١٠-٢٣) الشداد الممتد إلى نهاية القاعدة الداخلية في القواعد الكابولية

ملحوظة هامة:

يجب ضرورة عمل الرسومات التفصيلية لكل من الشداد والقاعدة الداخلية والخارجية لبيان كيفية توزيع حديد التسليح في كل منها وذلك بمقياس رسم مناسب.

١-٥-٣ حالات خاصة وملاحظات هامة للقواعد ذات الشداد:

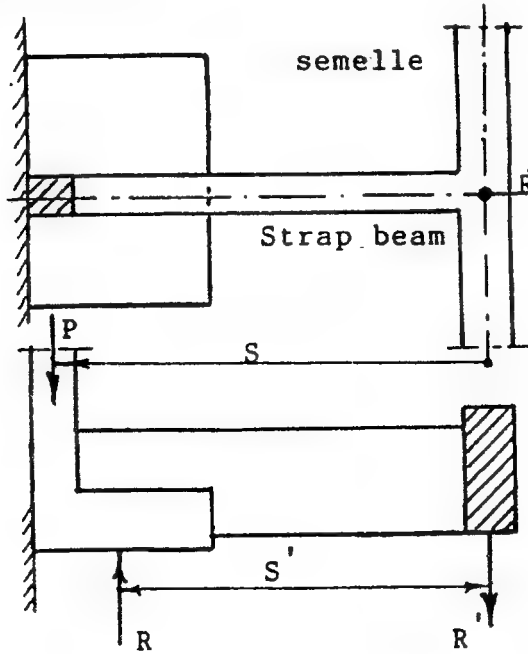
١- في بعض الحالات تكون القاعدة الداخلية بعيدة نسبياً عن القاعدة الداخلية مع وجود سمل داخلي مستعرض بين القاعدتين ففي هذه الحالة يمكن ربط الشداد وتنفيذه بين القاعدة الخارجية والسمل الداخلي وفي هذه الحالة يجب التأكد من ضرورة تصميم هذا السمل الداخلي بتعريضه إلى رد فعل من الشداد عليه لأعلى قدره (R') وكما هو موضح بالشكل (١٠-٢٤) حيث من الاتزان:

$$P_1 (S - S') = R' \cdot S'$$

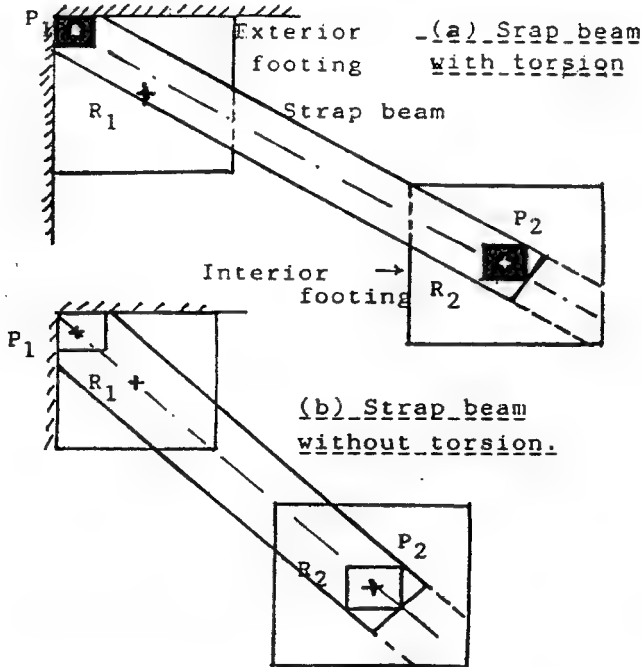
$$\text{i.e. } R' = \frac{P_1 (S - S')}{S'}$$

٢- في حالة وجود قاعدة ركن خارجية للجبران يتم ربط هذه القاعدة قطرياً بشداد مائل قطري وذلك مع عمود داخلي لأقرب قاعدة مجاورة مع مراعاة أن ينطبق محور الشداد مع المحور المار بالعمودين شكل (١٠-٢٥).

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS



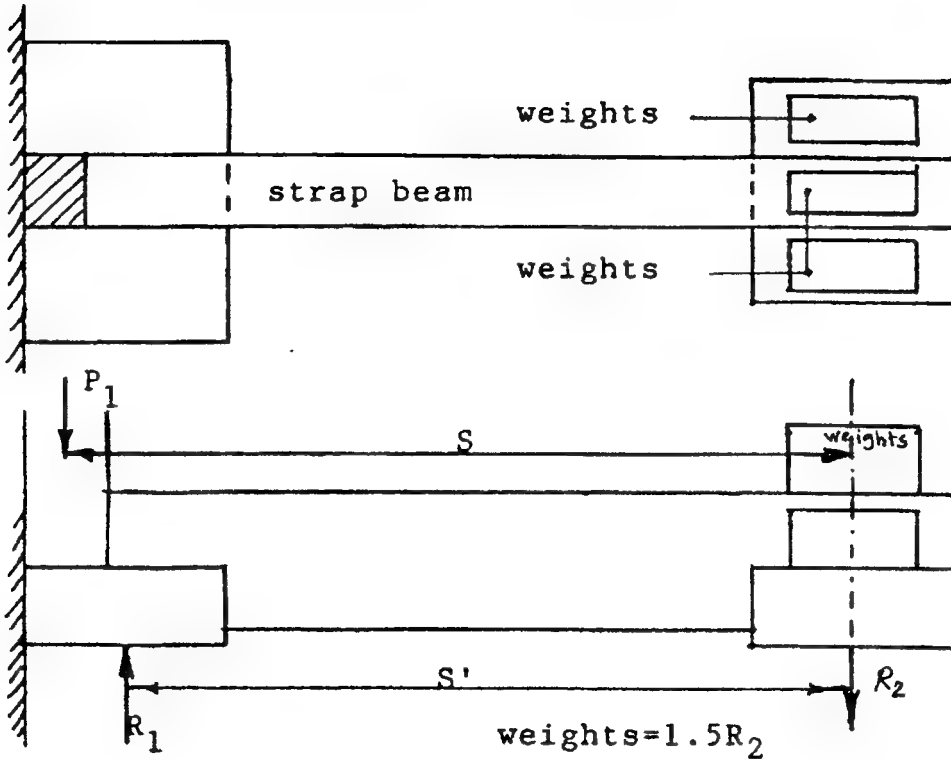
شكل (١٠-٢٤) كيفية تحميل ونقل رد الفعل من الشداد إلى السمل المجاور له العرضي



شكل (١٠-٢٥) ربط قاعدة الجار الركنية بشداد قطري مائل

٣- فى بعض الحالات يتعذر وجود قاعدة داخلية أو سمات قريبة من قاعدة الجار الخارجية ففي هذه الحالة يتم عمل قاعدة فى نهاية الشداد وزنها يزيد مرة ونصف عن قيمة رد فعل الشداد على هذه القاعدة وذلك بمعامل أمان قدره ١,٥ مرة أو يتم تنفيذ قاعدة صغيرة يوضع عليها بلوكات خرسانية ذات وزن تعادل المطلوب كما هو مبين بالشكل (١٠-٢٦) حيث الأوزان تعادل $[1.5 R_2(t)]$ ،

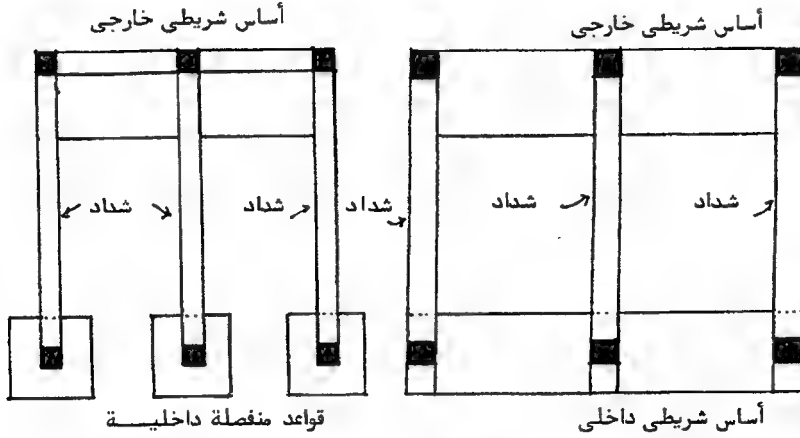
$$R_2 = \frac{P_1(S-S')}{S'}$$



شكل (١٠-٢٦) ربط قاعدة كابولية بدون عمود داخلى

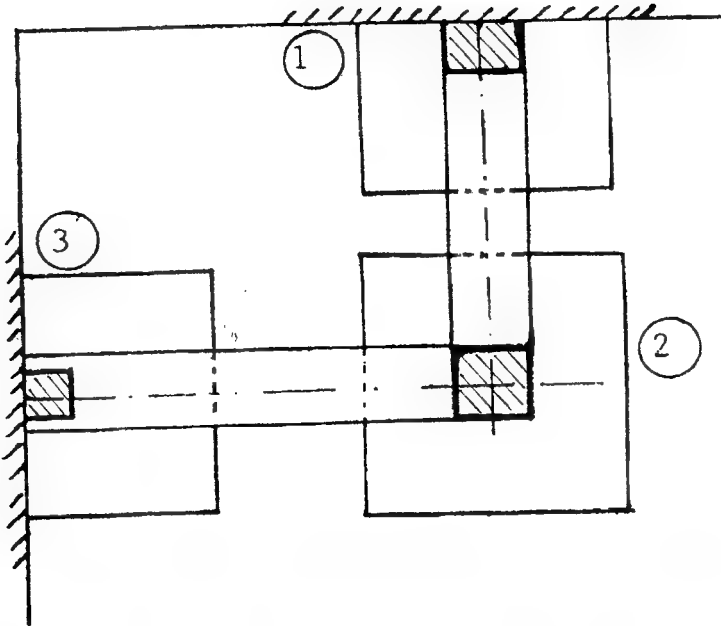
٤- فى بعض الحالات يتم ربط قواعد الجار الشريطية بقواعد داخلية منفصلة أو شريطية أيضاً وكما هو موضح بالشكل (١٠-٢٧).

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS



شكل (١٠-٢٧) ربط قواعد الجار الشريطية بالقواعد الداخلية الشريطية أو المنفصلة وذلك بشدادات

هذا وتجدر الإشارة إلى أنه في جميع الحالات السابقة يجب ضرورة العناية الخاصة عند التنفيذ وذلك بربط الشداد بالقواعد والأعمدة كما وأنه يمكن ربط القواعد الخارجية بشدادين مائلين أو ربط قاعدتين خارجيتين بقاعدة واحدة داخلية كما هو مبين بالشكل (١٠-٢٨).



شكل (١٠-٢٨) ربط قاعدتين خارجيتين بقاعدة واحدة داخلية

١٠-٥-٤ مثال محلول:

المطلوب تصميم قاعدة كابولية ذات شداد لتقاوم الحمل الناتج من عمود خارجي أبعاده ٤٠ × ٤٠ سم ويحمل حملاً مركزياً قدره ٨٠ طن وآخر عمود داخلي (٤٠ × ٦٠ سم) ويحمل حملاً مركزياً قدره ١٤٥ طن وأن المسافة بين محوري ومركزي العمودين هي ٥,٠٠ م وذلك في الحالات التالية :

أ (الشداد لا يمتد إلى نهاية القاعدة الداخلية (أى حتى نهاية الوجه الخارجى للعمود الداخلى فقط).

ب (الشداد يمتد إلى نهاية القاعدة الداخلية.

فإذا علم أن الإجهاد الصافى المسموح به للتربة هو ١,٦ كجم/سم^٢ وأن الخرسانة هي رتبة C 200 وحديد التسليح رتبة ٣٥/٢٤.

الحل:

الحالة الأولى:

الشداد حتى نهاية الوجه الخارجى للعمود الداخلى فقط (لا يمتد إلى نهاية القاعدة الداخلية).

• يتم فرض طول القاعدة الخارجية الجار $L_1 = 2 \text{ ms}$ بالإشارة إلى الشكل (١٠-٢١) السابق فإن:

$$e = \frac{L_1}{2} - a_1 / 2 = \frac{2}{2} - \frac{0.4}{2} = 0.8 \text{ ms}$$

$$\therefore S = S - e = 5.0 - 0.8 = 4.2 \text{ ms}$$

• يتم حساب رد فعل التربة على القاعدة الخارجية (R_1) وعلى القاعدة الداخلية (R_2).

$$R_1 = P_1 \cdot S / S' = \frac{80 \times 5.0}{4.2} = 95.24 \text{ (t)}$$

$$R_2 = (P_1 + P_2) - R_1 = (80 + 145) - 95.24 = 129.76 \text{ (t)}$$

• يتم حساب مساحة القاعدة الخارجية (١) وأبعادها.

$$A_1 = \frac{R_1}{f_{n \text{ all}}} = \frac{95.24}{16} = 5.95 \text{ m}^2 \quad , \quad \therefore L_1 = 2.0 \text{ m (assumed)}$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

$$\therefore B_1 = \frac{5.95}{2} = 2.975 \rightarrow 3.0 \text{ ms}$$

• يتم مساحة القاعدة الداخلية (2) وأبعادها على فرض أنها مربعة الشكل.

$$A_2 = \frac{R_2}{f_{n \text{ all}}} = \frac{129.76}{16} = 8.11 \text{ m}^2$$

$$\therefore B_2 = \sqrt{A_2} = \sqrt{8.11} = 2.848 \rightarrow 2.85 \text{ ms}$$

• يتم حساب أقصى إجهادات صافية حقيقية واقعة على التربة.

$$f_{n(1)} = \frac{R_1}{A_{(1) \text{ act}}} = \frac{95.24}{2 \times 3} = 15.87 \text{ t/m}^2 < 16 \quad (\text{o.k.})$$

$$f_{n(2)} = \frac{R_2}{A_{(2) \text{ act}}} = \frac{129.76}{2.85 \times 2.85} = 15.975 \text{ t/m}^2 < 16 \quad (\text{o.k.})$$

• وحيث أن $f_{n(1)} \cong f_{n(2)}$ فإنه في هذه الحالة يكون فرض الطول (L1) وهو ٢,٠٠ متر معقولاً.

• يتم حساب الإجهادات الواقعة على التربة لكل متر طولى من القاعدة الداخلية والخارجية.

$$f_{n(1)} = 15.87 \times B_1 = 15.87 \times 3 = 47.61 \text{ t/m}^2$$

$$f_{n(2)} = 15.975 \times B_2 = 15.975 \times 2.85 = 45.53 \text{ t/m}^2$$

أ (تصميم الشدائد:

• يتم حساب ورسم منحنى توزيع القوى القاصة وعزوم الانحناء على طول

الشدائد الواصل بين القاعدتين وكما هو مبين بالشكل (١٠-٢٩).

• يتم إيجاد أقصى عزم انحناء سالب (علوى) وذلك عند القطاع الذى عنده

القوة القاصة تساوى صفراً $M_{\text{max}} \text{ at } Q = 0$ i.e. أى عند المسافة (x)

من حافة القاعدة الخارجية.

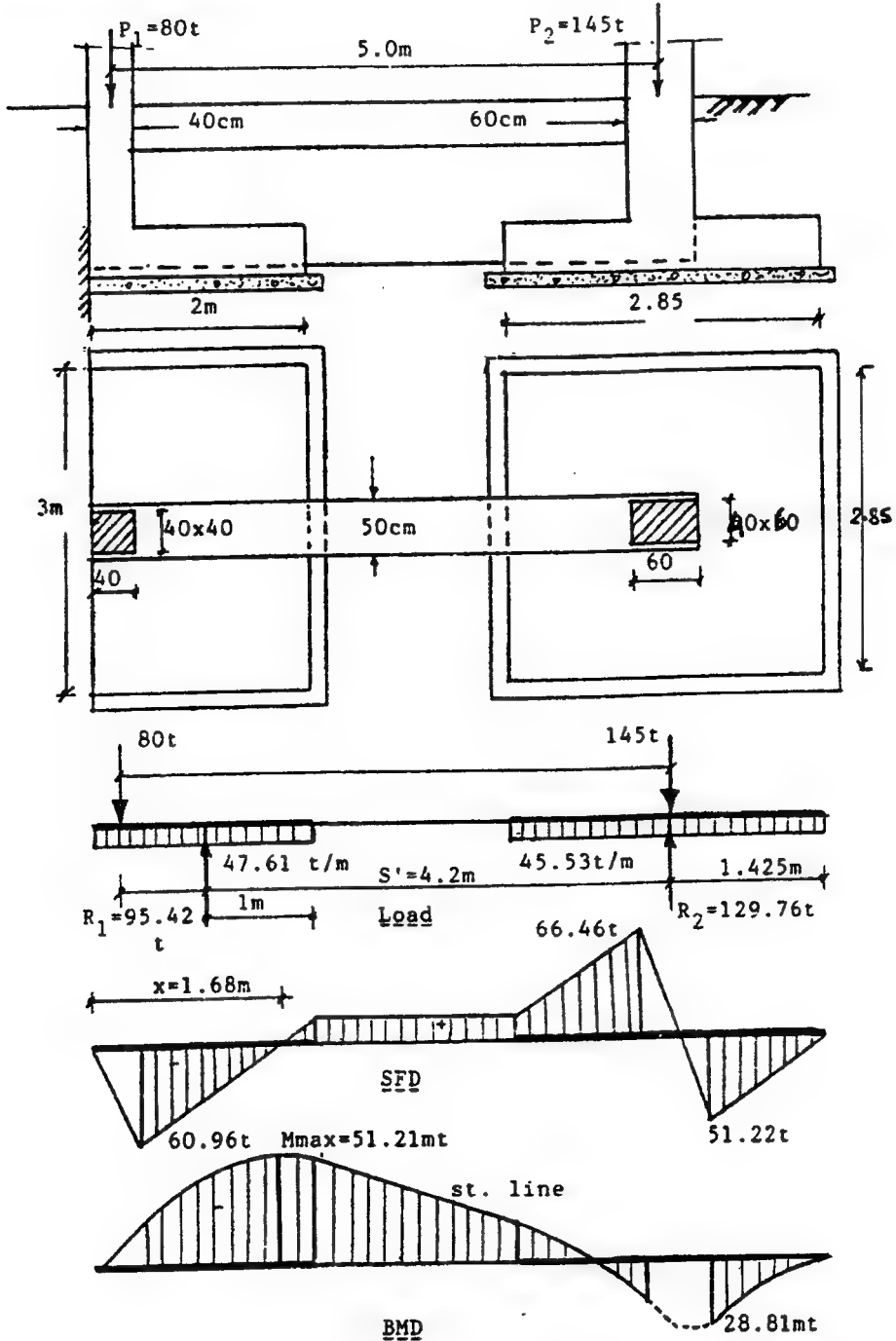
$$\text{i.e. } f_{n(1)} \cdot x - P_1 = 0$$

$$\therefore 47.61 \cdot x - 80 = 0 \rightarrow x = 1.68 \text{ ms}$$

$$\therefore M_{\text{max}} = P_1 \left(x - \frac{a_1}{2} \right) - f_{n(1)} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$= 80 (1.68 - 0.2) - 47.61 \cdot \frac{(1.68)^2}{2} = 51.21 \text{ m.t}$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS



شكل (١٠-٢٩) القوى الخارجية والداخلية المؤثرة على القاعدة الكابولية في المثال السابق

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

- يتم تصميم الشداد باعتباراه كمره على شكل مستطيل معرض إلى عزم انحناء وقوى قاصه.

$$\therefore M_{\max} = 51.21 \text{ m.t}$$

وبفرض عرض الشداد أكبر من أقل عرض للأعمدة

$$\text{i.e. } b = 50 \text{ cm}$$

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}} = 0.313 \sqrt{\frac{51.21 \times 10^5}{50}} = 100.17 \text{ cm}$$

$$\text{take } t = 110 \text{ cm} \rightarrow d_{\text{act}} = 103 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{51.21 \times 10^5}{12.17 \times 103} = 40.85 \text{ cm}^2 \quad (\text{حديد علوى } 11 \phi 22)$$

$$\text{take } A_s' = 0.25 A_s = 4 \phi 16 \text{ cm}^2$$

- يتم التحقق من قوى الشد القطرى وذلك باختيار كانات قطر ٨ مم ذات فرعين حيث أن العرض ٥٠ سم مع رسم منحنيات الشد القطرى (D.T.D) وبالتالي يمكن حساب مساحة الحديد المطلوب للتكسيح وليكن (4 φ 22) وهو حديد فى صفين.

ب) تصميم القاعدة الخارجية:

يتم تصميم القاعدة الخارجية كما لو كانت قاعدة شريطية.

- بروز الخرسانة من وجه الشداد فى الاتجاه العرضى.

$$C = \frac{B_1 - b_{\text{strap}}}{2} = \frac{3.0 - 0.5}{2} = 1.25 \text{ ms}$$

- أقصى عزم انحناء على وجه الشداد

$$M_{\max} = f_n(1) \times \frac{c^2}{2} \times 1.0 = 15.87 \times 1.0 \times \frac{(1.25)^2}{2} = 12.4 \text{ m.t/m}$$

- عمق القاعدة لمقاومة عزم الانحناء

$$d_m = 0.313 \sqrt{\frac{12.4 \times 10^5}{100}} = 34.85 \text{ cm}$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

• عمق القاعدة لمقاومة القوى القصية

$$d_{sh} = \frac{Q_{sh}}{b q_{sh \text{ all}}} = \frac{f_{n1} (c - d_{sh})}{b q_{sh \text{ all}}} = \frac{15.87 (1.25 - d_{sh})}{100 \times 70}$$

$$\therefore d_{sh} = 0.23 \text{ ms} < d_m$$

$$\text{take } d_{act} = 38 \text{ cm} \longrightarrow t = 45 \text{ cm}$$

• مساحة الحديد

$$\therefore A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{act}} = \frac{12.4 \times 10^5}{1237 \times 38} = 26.81 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s \min} = 0.0025 \times 100 \times 38 = 9.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{take } A_s = 26.81 \text{ cm}^2 \longrightarrow 10 \phi 19 / \text{m}$$

$$A_s' = 0.2 A_s = 0.2 \times 26.81 = 5.362 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ or } A_{s \min} = 6 \phi 13 \text{ mm}$$

• التحقق من إجهاد التماسك (على وجه الشداد)

$$Q_{\max b} = f_{n(1)} \times 1.0 \times c$$

$$= 15.87 \times 1.0 \times 1.25 = 19.625 \text{ t/m}$$

$$\therefore q_b = \frac{Q_{\max b}}{0.87 \Sigma o \cdot d} = \frac{19.625 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 1.9 \times 10 \times 38} = 9.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$< q_{b \text{ all}} \text{ (o.k.)}$$

(ج) تصميم القاعدة الداخلية المربعة:

• يتم تصميم القاعدة الداخلية كما لو كانت قاعدة منفصلة

• بروز الخرسانة وجه العمود

$$c = \frac{B_2 - b_{col}}{2} = \frac{2.85 - 0.4}{2} = 1.225 \text{ ms}$$

• أقصى عزم انحناء

$$M_{\max} = f_{n(2)} \cdot \frac{c^2}{2} \times 1.0$$

$$= 15.975 \times 1.0 \times \frac{(1.225)^2}{2} = 11.98 \text{ m.t/m}$$

• عمق القاعدة لمقاومة عزم الانحناء

$$d_m = 0.313 \sqrt{\frac{11.98 \times 10^5}{100}} = 34.3 \text{ cm}$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

• عمق القاعدة لمقاومة القوى القاصية

$$\therefore d_{sh} = \frac{f_{n(2)} (c \cdot d_{sh})}{b q_{s all}}$$

$$d_{sh} = \frac{15.975 (1.22 - d_{sh})}{100 \times 70}$$

$$\therefore 19.575 = 85.975 d_{sh} \longrightarrow d_{sh} = 22.8 \text{ cm}$$

• عمق القاعدة لمقاومة القص الثاقب (على وجه الشداد)

$$Q_{max p} = P_2 - f_{n(2)} \times A_{b(2)}$$

$$= 145 - 15.975 \times 1.725 \times 0.5 = 131.221 \text{ (t)}$$

$$\therefore d_p = \frac{Q_p}{\Sigma \square \cdot q_{p all}} = \frac{131.221 \times 10^3}{(50 + 2 \times 172.5) \times 10} = 33.22 \text{ cm}$$

• يتم أخذ العمق الحقيقي الأكبر في الحالات السابقة

$$\therefore d_{act} = 34.3 \longrightarrow \text{take } 38 \text{ cm} \longrightarrow t = 45 \text{ cm}$$

وهو نفس سمك القاعدة الخارجية

• مساحة حديد التسليح

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2 d_{act}} = \frac{11.98 \times 10^5}{1237 \times 38} = 25.49 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ width}$$

أى فى العرض ٢,٨٥ م يتم أخذ مساحة الحديد الكلى ما يعادل ٢٥,٤٩ × ٢,٨٥ = ٧٢,٦٣ سم ٢ أى ٣٦ φ ١٦ مم على كامل العرض فى الاتجاهين

• التحقق من إجهاد التماسك

$$Q_{max b} = f_{n(2)} \cdot 1.0 \times C$$

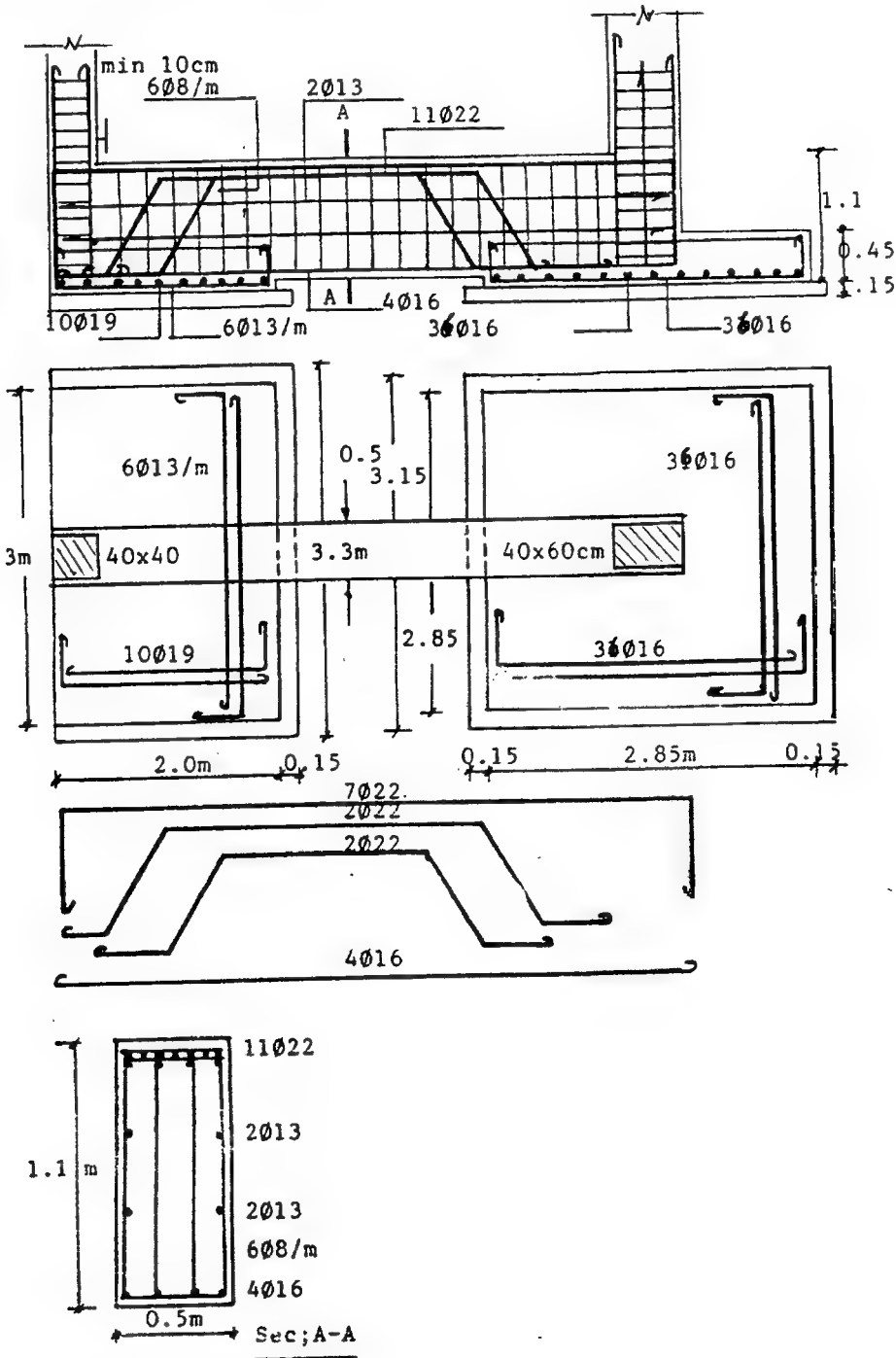
$$= 15.975 \times 1.0 \times 1.225 = 19.57 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore q_b = \frac{Q_{max b}}{0.87 \Sigma o \cdot d} = \frac{19.57 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 1.6 \times 36 \times 38} = 3.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$< q_{b all} \text{ (o.k)}$$

• ويبين الشكل (١٠-٣٠) كروكى لتفاصيل وتوزيع حديد التسليح للقاعدة الكابولية فى الحالة الأولى مع وضع خرسانة عادية بسمك ١٥ سم غير شغالة أسفل القواعد.

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS



شكل (١٠-٣٠) أبعاد وتفاصيل تسليح القاعدة الكابولية فى الحالة الأولى للمثال السابق

الحالة الثانية:

الشداد يمتد إلى نهاية القاعدة الداخلية.

• تتبع نفس الخطوات السابقة في الحالة الأولى فيما عدا الآتي :

فيما يختص الشداد (Strap beam):

بالإضافة إلى الحديد العلوى يوجد حديد سفلى لمقاومة عزم الانحناء

الموجب ($M = 28.81 \text{ m.t}$) لنفس عمق الشداد $d = 103 \text{ cm}$

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \therefore 103 = k_1 \sqrt{\frac{28.81 \times 10^5}{50}} \rightarrow k_1 = 0.43$$

$$\rightarrow k_2 = 1254$$

$$\therefore A_s = \frac{28.81 \times 10^5}{1254 \times 103} = 22.31 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 22 + 4 \phi 16)$$

فيما يختص القاعدة الداخلية:

يتم تصميمها على أساس قاعدة شريطية

$$C = \frac{(B - b_{\text{strap}})}{2} = \frac{(2.85 - 0.5)}{2} = 1.175 \text{ ms}$$

عزم الانحناء الأقصى على وجه الشداد

$$M_{\max} = f_{n(2)} \times \frac{c^2}{2} \times 1.0 = 15.975 \times \frac{(1.175)^2}{2} = 11.03 \text{ m.t/m}$$

• عمق القاعدة المناظر لعزم الانحناء

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313 \sqrt{\frac{11.03 \times 10^5}{100}} = 32.87 \text{ cm}$$

• عمق القاعدة المناظر لأقصى قوى قاصة (على بُعد d من وجه الشداد)

$$d_{sh} = \frac{f_{n(2)} \times (c - d_{sh}) \times 1.0}{b \times q_{s.all}} = \frac{15.975 (1.175 - d_{sh})}{1.0 \times 70}$$

$$\therefore d_{sh} = 0.21 \text{ ms}$$

• يؤخذ العمق الأكبر من (d_m) ، (d_{sh}) وبفرض $t = 45 \text{ cm}$ إذن

$$d_{act} = 38 \text{ cm}$$

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

• حديد التسليح

$$A_s = \frac{M}{k_2 d_{act}} = \frac{11.03 \times 10^5}{1217 \times 38} = 23.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\longrightarrow 9 \phi 19/\text{m}$$

• التحقق من إجهاد التماسك (على وجه الشداد)

$$Q_{\max b} = f_{n(2)} \times c \times 1.0 = 15.975 \times 1.175 \times 1.0 = 18.77 \text{ (t)}$$

$$\therefore q_b = \frac{18.77 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 9 \times 1.9 \times 38} = 10.57 \text{ kg/cm}^2 > 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ (} q_{all b} \text{)}$$

take 12 ϕ 16

$$\therefore q_b = \frac{18.77 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 12 \times 1.6 \times 38} = 9.42 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2$$

• التحقق من طول الرباط

$$d_d = \frac{A_s f_s}{o \cdot q_{b all}} = \frac{2.83 \times 1400}{3.14 \times 1.9 \times 10} = 66.4 \text{ cm} < (c - \text{cover})$$

يتم أخذ حديد فى الاتجاه الطولى يعادل ($A_{s min}$)

$$A_{s min} = 0.0025 \times 100 \times 38 = 9.5 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow 8 \phi 13/\text{m}$$

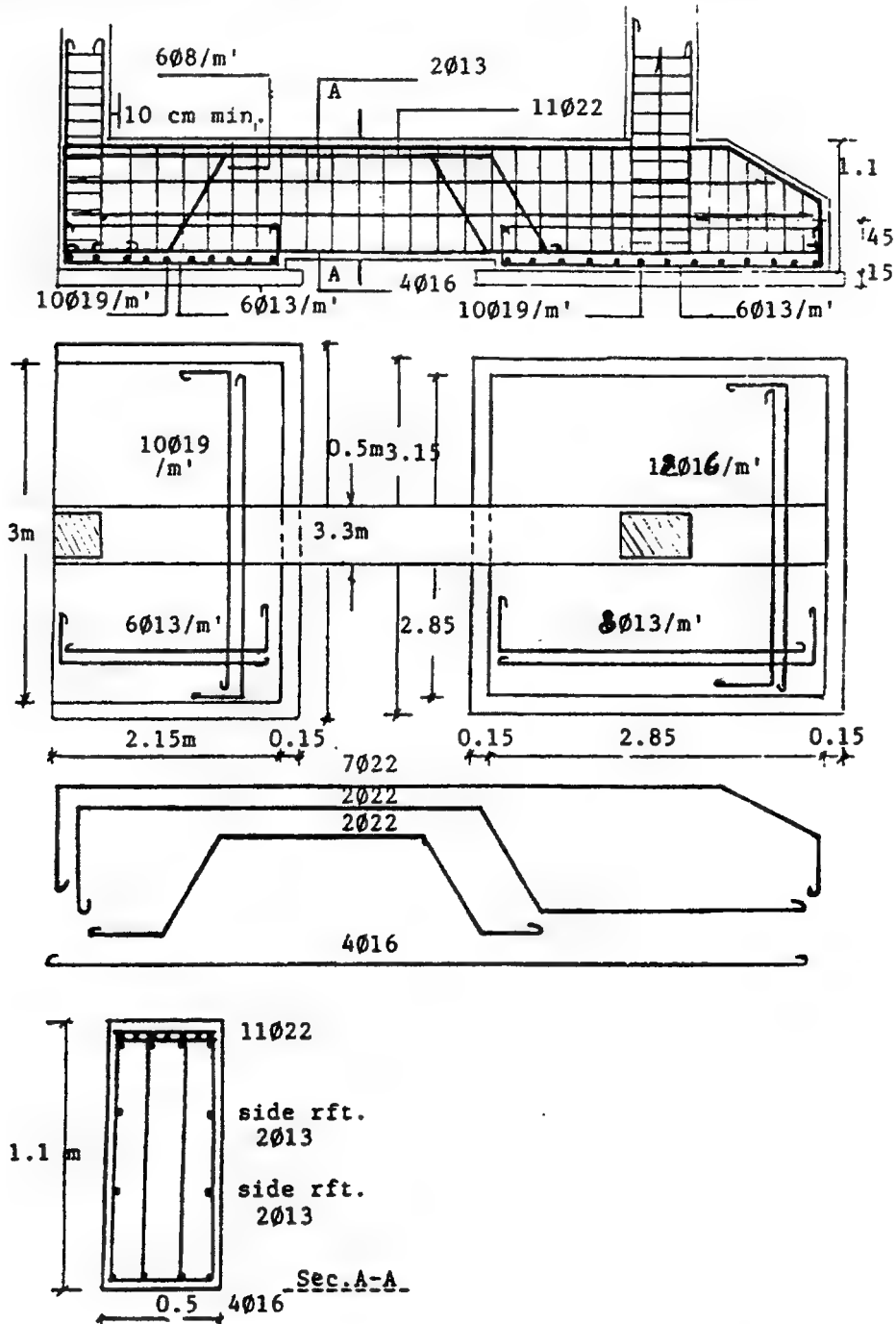
• يبين الشكل (١٠-٣١) تفاصيل حديد التسليح للحالة الثانية وهى عندما يكون الشداد ممتد إلى نهاية القاعدة الداخلية.

١٠-٦ السمات والميدات الرابطة بين القواعد:

10-6 Semelles and Tie - beams:

• السمات هى عبارة عن كمرات غالباً ما تمتد أسفل حوائط الدور الأرضى لنقل أحمال هذه الحوائط إلى الأعمدة أو القواعد وذلك لأنه لا يجوز بناء هذه الحوائط على سطح التربة مباشرة تجنباً لهبوطها أو تصدعها أو تشريحها أو على الأقل منعاً لاتفصال هذه الحوائط عن الأعمدة والكمرات التى تعلو هذه السمات.

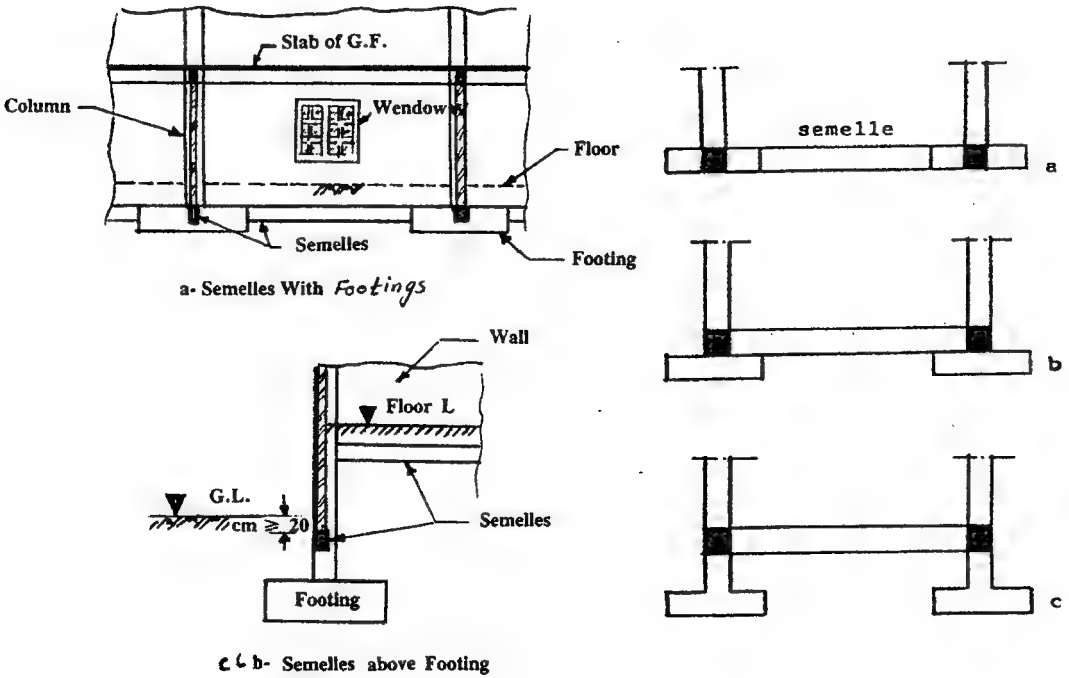
DESIGN OF COMBINED FOOTINGS



شكل (٣١-١٠) تفاصيل حديد التسليح للقاعدة الكابولية ذات الشداد الممتد إلى نهاية القاعدة الداخلية

DESIGN OF COMBINED FOOTINGS

- تنفذ السمات عادة إما في منسوب القواعد المسلحة أو فوق منسوب ظهرها مباشرة أو فوق رقاب الأعمدة بالقرب من سطح الأرض وبصفة عامة عادة ما تكون السمات على عمق لا يقل عن ٢٠ سم أسفل منسوب سطح الأرض وتكون بعرض أكبر من عرض الحائط الذي تحمله بحوالى ٣ سم على الأقل - شكل (٣٢-١٠).



شكل (٣٢-١٠) أماكن ومواضع السمات

- تصمم السمات كالكمرات العادية المسلحة وذلك باعتبارها كمرات بسيطة الارتكاز أو مستمرة الارتكاز وغالباً ما يتم تصميمها ككمرات بسيطة مع تسليحها ككمرات مستمرة تسليح بحديد علوى مساوى للحديد السفلى (المحسوب) أو نصفه على الأقل.

- الأحمال الواقعة على السمات (كمرات عادية بسيطة) هى أحمال كل من الحوائط فوقها أو التربة فوقها إن وجدت + وزنها. وتحسب أحمال الحوائط كما يلى :

- إذا كان بالحوائط فتحات أبواب وشبابيك:

يتم إهمال هذه الفتحات وتحسب الأحمال كاملة مع اعتبار وزن الشباك كوزن الجزء من الحائط الذى يشغله وكثافة الحمل على السمل تكون منتظمة فى تلك الحالة وتساوى ارتفاع الحائط مضروباً فى وزن المتر المربع من الحائط الطوب شاملاً البياض بالإضافة إلى وزن السمل نفسه.

- إذا كان الحائط مصمتاً (ليس به أبواب أو شبابيك):

فى هذه الحالة يتم توزيع حمل الحائط المصمت إلى جزئين: الأول بفعل العقد وهذا يتم بنقل جزء من الحائط إلى الأعمدة مباشرة بالاحتكاك والجزء الآخر ينقل إلى السمل مباشرة (حمل مثلثى أو شبه منحرف) عن طريق إقامة خطين يميلان بزاوية ٦٠ مع الأفقى من النقطة السفلى للأعمدة عند التقائهما مع السمل كما هو مبين بالشكل (١٠-٣٣). ويجب فى هذه الحالة إضافة وزن السمل كحمل منتظم التوزيع. وعليه تكون السمات معرضة إلى أحمال على شكل شبه منحرف أو مثلث والذى يمكن معاملتها بنفس طريقة الحمل المكافئ وهو حمل موزع بانتظام كما هو متبع فى تصميم الكمرات للأسقف المصمتة.

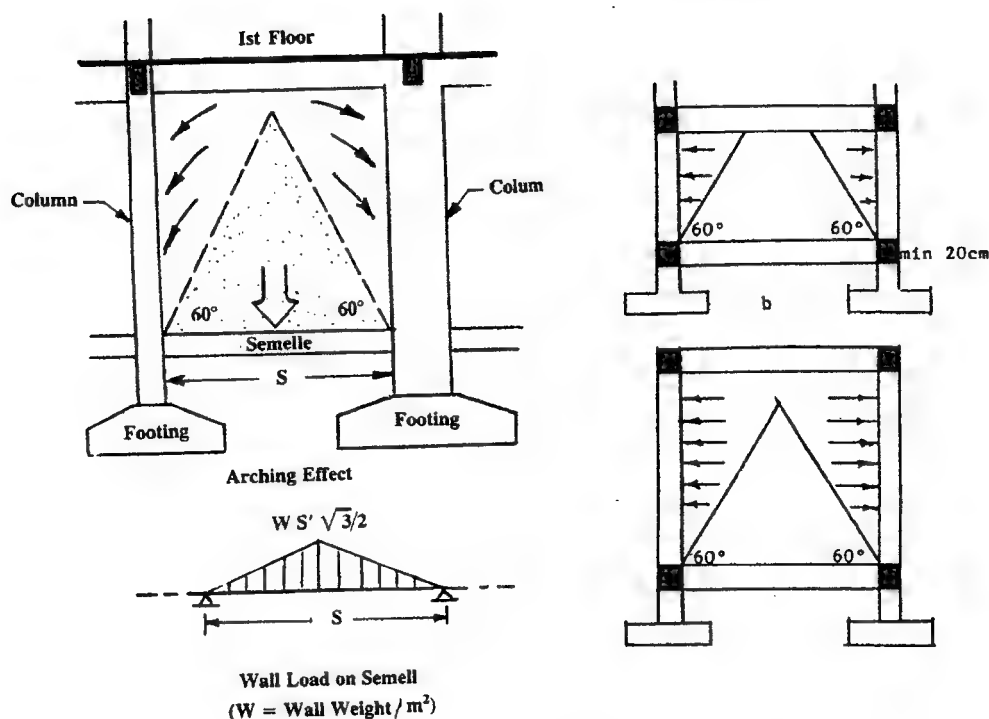
هذا وفى حالة تعرض السمات إلى ردم فوقها (بدون حوائط) كما هو مبين بالشكل (١٠-٣٤) فإن هذه السمات تكون معرضة إلى وزن الدم المنقول من المنشور المكون بين السطح العلوى للسمل وسطح الأرضية تميل جوانبه (٢: ١) ويضاف كحمل منتظم التوزيع إلى الأحمال المنقولة للسمل بجانب وزن السمل نفسه.

- يجب مراعاة القيم والحدود الدنيا التالية عند تصميم السمات :

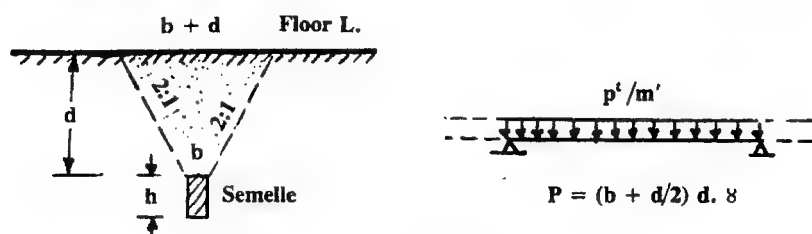
١- يجب ألا يقل عرض السمل (b) عن عرض الحائط الذى تحمله مضافاً إليه ٣ سم على ألا يقل العرض فى نهاية الأمر عن ١٥ سم.

٢- يجب ألا يقل عمق القطاع عن ٨/١ البحر الصافى للسمل (clear span) وذلك لزيادة جساءة السمل نظراً لوجود أحمال غير محسوبة معرض لها السمل مثل دوران وهبوط القواعد.

٣- يجب وضع حديد تسليح للضغط علوى (A_s') بقيمة لا تقل عن نصف الحديد السفلى الرئيسى للسمل وذلك للتغلب على دوران وهبوط القواعد.



شكل (١٠-٣٣) الأحمال الواقعة على السملات من الحوائط المصمتة فوقها



شكل (١٠-٣٤) حمل الردم على السمات

ومما هو جدير بالذكر أنه عند تنفيذ السمات يراعى عدم صبها مباشرة على الأتربة لمنع تقويتها تحت تأثير وزنها قبل تصلب وشك الخرسانة، ويمكن عمل فرشاة من الخرسانة العادية بسمك حوالى ١٠ سم وعرض يزيد عن عرض

السمل بحوالى ٥ سم لمنع هذا التقوس بالإضافة إلى تسهيل رص حديد التسليح وصب الخرسانة فى الشدة.

• يجب أن تكون مكونات الخرسانة للسملات من نفس نوع وجودة خرسانة القواعد المسلحة لذلك تسرى عليها قيم الإجهادات المخفضة للخرسانة عند اختيار وتصميم السمل.

• هذا ويجب التنويه إلى أن هناك فرق بين السملات الحاملة لحوائط الدور الأرضى والشدادات (الميدات) الرابطة بين القواعد المنفصلة حيث الأخيرة تكون ذات جساءة عالية وتسليح علوى ومثله سفلى وتنفذ فى منسوب القواعد المنفصلة فى الاتجاهين العرضى والطولى للمبنى حيث أنها تستخدم بغرض مقاومة الإجهادات الناتجة عن تحركات وهبوط ودوران هذه القواعد المتفاوت، هذا ويمكن الاستفادة بهذه الميدات بجانب مقاومتها للهبوط والدوران المتفاوت فى حمل حوائط الدور الأرضى إذا كانت هذه الميدات قريبة من سطح الأرض.

الفصل الحادى عشر
تصميم أساسات اللبشة
أو الحصيرة
DESIGN OF RAFT OR
MAT FOUNDATION

1-1 مقدمة:

★ تعتبر اللبشة نوع من أنواع الأساسات السطحية وهى عبارة عن سقف خرسائى مسلح مقلوب يرتكز عليه عدد من الأعمدة لجزء من المنشأ أو المنشأ كله. وهذا السقف عبارة عن بلاطة لا كمرية (بدون كمرات) أو بلاطة بكمرات عادة ما تستخدم للتأسيس لعدد من الأعمدة فى اتجاهين مختلفين (أكثر من عمودين). وترتكز أساسات اللبشة إما مباشرة على التربة أو الصخر أو على خوازيق ذات تقسيط متساوى فى الاتجاهين.

★ تستخدم أساسات اللبشة فى الحالات التالية :

- ١- حينما تكون قدرة تحمل التربة (جهد التربة الصافى المسموح به أو الكلى عند منسوب التأسيس) صغيرة أو الأحمال الواقعة على الأعمدة كبيرة نسبياً بالقدر الذى يجعل الأساسات السطحية الأخرى (المنفصلة أو المشتركة) - إذا استخدمت - تغطى أكثر من ٥٠% من مساحة موقع المبنى حيث فى هذه الحالة الأخيرة تكون أساسات اللبشة أكثر اقتصاداً وأفضل هندسياً.
- ٢- فى حالة المنشآت ذات الحساسية العالية للهبوط متفاوت أو المتباين.
- ٣- فى الحالات التى تتطلب وتحتاج فيها بعض المنشآت ذات الكتلة الواحدة إلى أساس لبشة نظراً لتكوينها الهندسى مثل صوامع الغلال والأسمنت (soils) أو المداخن والمآذن والخزانات الأرضية والماكينات الكبيرة الخ.
- ٤- للمنشآت التى يتواجد فيها بدرومات منسوبها أسفل من منسوب المياه الجوفية مما يستلزم الأمر استخدام أساس اللبشة الذى يجعل البدروم ذو مناعة عالية لتسرب المياه الجوفية داخله.

- ٥- فى حالة التربة الغير متجانسة والمتباينة الخواص على مساحة موقع المبنى مثل احتوائها على جيوب لينة وأخرى صلبة مما يخشى معه حدوث هبوط نسبى أسفل القواعد المنفصلة إذا استخدمت.
- ٦- فى حالة التربة اللينة القابلة للإتضاغط حيث فى هذه الحالة يمكن الاستفادة إلى أقصى درجة من الأساس اللبشة باستخدام ما يسمى باللبشة الطافية (Floating raft) حيث نظرية استخدام هذا النوع من الأساس تتلخص فى قطع وإزالة جزء من التربة ذا وزن يكافئ وزن المنشأ (أو جزء من المنشأ) بحيث يقل الهبوط الناتج إلى الدرجة والحدود المقبولة والمسموح بها، هذا ولا يختلف تصميم اللبشة الطافية عن تصميم اللبشة العادية وإن زاد عن ذلك تصميم الحوائط الخارجية للأدوار السفلية لتحمل ضغط التربة الجانبى وكثير ما تكون اللبشة معرضة أيضاً إلى ضغط هيدروستاتيكى إذا ما كان منسوب المياه جوفياً قريباً من سطح الأرض.

٢-١١ أنواع أساسات اللبشة:

تستخدم عدة أنواع من أساسات اللبشة نوجزها فى الآتى : شكل (١-١١).

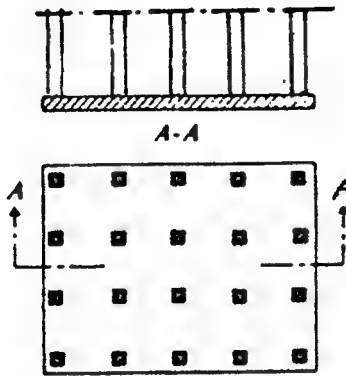
١- اللبشة أو البلاطة المسطحة (Flat Plate Raft):

وهى أبسط أنواع اللبش وهى عبارة عن بلاطة خرسانية منتظمة السمك والسطح بدون كميرات (لا كمرية)، ويعتبر هذا النوع أكثر الأنواع شيوعاً وإستخداماً حيث أنه يكون مناسباً عندما تكون الأعمدة ذات تقسيط متقارب وفى صفوف منتظمة أو شبه منتظمة ومستقيمة إلى حد ما. ويتراوح سمك هذه اللبشة ما بين ٦٠ سم، ٢٠٠ سم.

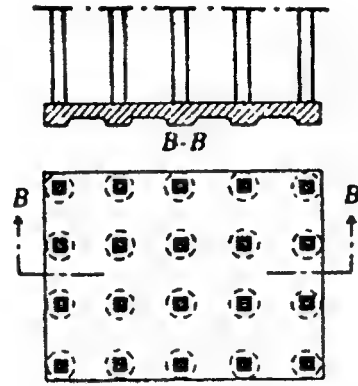
٢- اللبشة المسطحة المقواة (Flat Raft Thickened Under Columns):

وهذا النوع هو عبارة عن بلاطة مسطحة كلاسيكية تم زيادة سمكها أسفل الأعمدة ذات الأحمال الكبيرة لمقاومة القص الثاقب وعزم الانحناء السالب الكبير نسبياً عند هذه الأعمدة. هذا وتجدر الإشارة إلى أن هذه الزيادة فى السمك يمكن أن تكون أسفل البلاطة أو أعلاها بعمل (Pedestal) عند الأعمدة كما هو موضح بالشكل (١-١١)

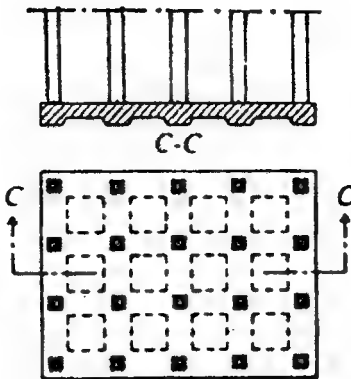
DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION



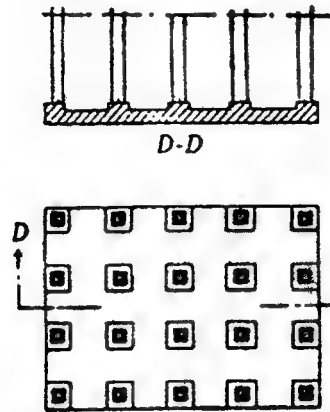
(a) flat slab



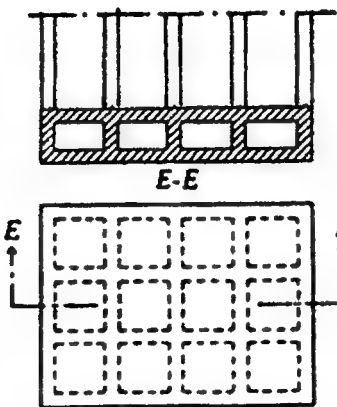
(b) plate thickened under columns



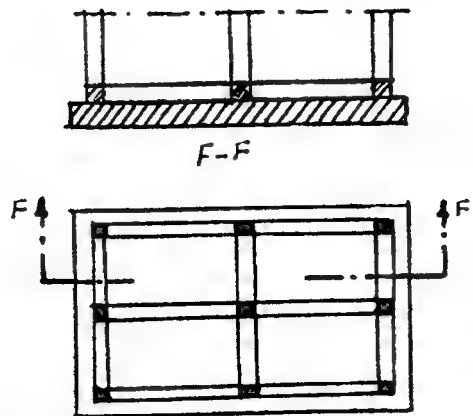
(c) waffle-slab



(d) plate with pedestals



(e) base walls as part of mat



(f) ribbed raft

شكل (١-١١) أنواع الأساسات اللبشة

٣ - اللبشة الكمرية (ذات كمره) (*Beam and Slab Raft*):

فى هذه الحالة يتم تزويد اللبشة المسطحة (البلاطة) بكرات عرضية أو طولية تتقاطع عند مواضع الأعمدة وذلك بغرض تقليل سمك البلاطة المسطحة وهذه الكمرات إما تكون أسفل البلاطة (على سطحها السفلى) أو أعلى البلاطة (على السطح العلوى) وفى هذه الحالة تكون الكمرات كأعصاب للبلاطة المسطحة (*Ribbed Raft*).

٤ - اللبشة الصندوقية (*Box Raft*):

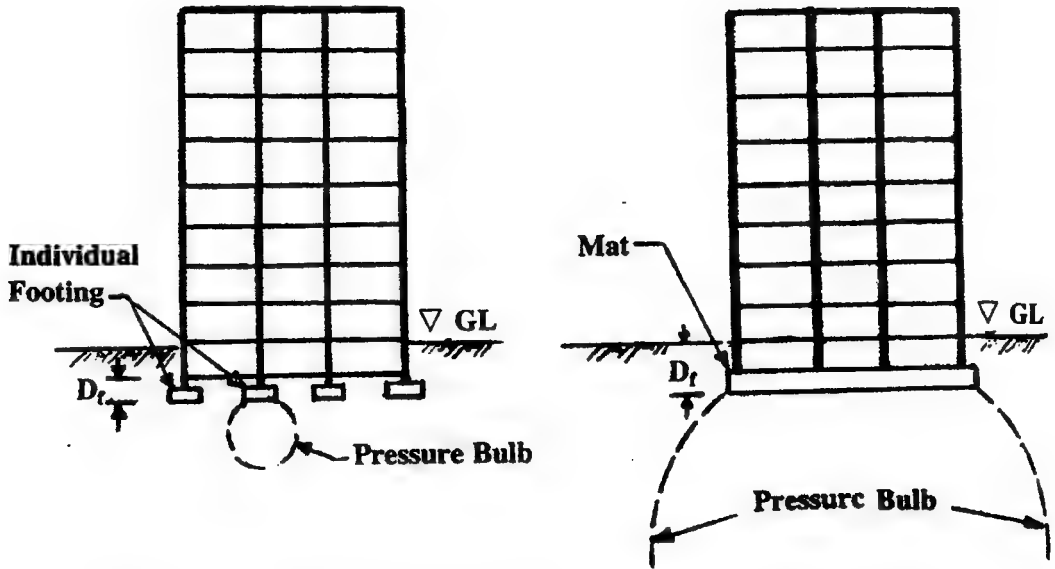
يبين الشكل (١١-١) هذا النوع من أساس اللبشة والتي تسمى باللبشة الصندوقية والتي يمكن استخدامها إذا ما كانت العزوم المعرضة لها اللبشة كبيرة (نتيجة لكبر حمل الأعمدة واتساع المسافات بين الأعمدة). ويمكن عمل اللبشة فى صورة صندوقية إما بعمل بناءً خلويًا (*Cellular Construction*) بترك تجاويف فى اللبشة لزيادة سمك الأساس (وبالتالى مقاومتها للانهاء) بدون زيادة كبيرة فى وزن الأساس، كما يمكن عمل اللبشة فى صورة بناء صندوقى باستخدام حوائط وسقف وأرضية البدروم كمنشأ واحد متصل اتصالاً صلباً ومستمرًا لتحمل قوى أعمدة المنشأ حيث تعمل الحوائط فى هذا النظام كأعصاب (*webs*) والبلاطات (سقف وأرضية البدروم) كشفة علوية وسفلية على الترتيب (*Flanges*). هذا وتجدر الإشارة إلى أن النوع الصندوقى للأساسات اللبشة غالباً ما يسلك سلوك المنشآت الصلبة (*Rigid Structures*) من حيث تقليل فارق الهبوط إلى أدنى حد ممكن مما يتسبب فى توزيع الأحمال إلى التربة بالتلامس (*Contact pressure*) بشكل مخالف للتوزيع المنتظم الغالب إستخدامه فى تصميم الأساسات.

١١-٣ انتزان وهبوط اللبشة:

- ★ اللبشة مثلها مثل أى نوع من الأساسات يجب أن تكون آمنة وقادرة على تحمل جميع أنواع الإجهادات الواقعة عليها وذلك باستيفاء الشرطان التاليان :
- ألا يحدث لها انهيار كلى ناتج من القص (*Overall shear failure*).
 - ألا تتسبب فى حدوث هبوط كبير للمنشأ والهيكل الخرسانى (*Excessive Settlement*).

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION

* ومما هو جدير بالذكر فإن زيادة أبعاد الأساسات لمنشأ ما باستخدام أساس اللبشة غالباً ما يزيد من قدرة تحمل التربة وذلك نتيجة لزيادة الحد الثالث في معادلة قدرة تحمل التربة بزيادة العرض (B) وهو عرض قاعدة العمود إلى عرض اللبشة الكبير نسبياً عن عرض قاعدة العمود إلا أن تلك الزيادة تتلاشى إذا ما كانت الطبقات المكونة للتربة طينية ذات زاوية احتكاك داخلي (ϕ) تساوى صفر وذلك لاختفاء هذا الحد من المعادلة الأمر الذى يمكن القول والاستنتاج بأن الزيادة في قدرة تحمل التربة لأساس اللبشة فى التربة الرملية غالباً ما يقابلها زيادة فى هبوط الأساس اللبشة بالمقارنة بالأنواع الأخرى من الأساسات السطحية وذلك لتنفاذ الإجهادات إلى عمق أكبر نظراً لكبر بصلة الإجهادات (Pressure Bulb) لكبر عرض الأساس اللبشة عن عرض الأساس المنفصل مما يتسبب عنه تعرض طبقات أسمك وأكثر عمقاً للإجهادات، وبالتالي للضغط فى حالة اللبشة كما هو موضح بالشكل (١١-٢). إلا أن هذا الهبوط غالباً ما يكون أكثر انتظاماً عن ذلك المصاحب للقواعد المنفصلة المتفاوتة الأحجام والمساحات فى أكثر الأحوال.



شكل (١١-٢) الأساسات المنفصلة والأساسات اللبشة وتأثير كل منها على الهبوط الكلى

★ ومما هو جدير بالذكر فإن الهبوط عادة لا يرتبط بالتربة الرملية بصفة عامة حيث اللبشة المشيدة على تربة رملية عادة ما تكون ثابتة ولا يحدث لها مشاكل مع اتزان وهبوط التربة ولكن عند التأسيس على تربة طينية (ناعمة) فيجب ضرورة دراسة إجهادات القص فى عمق الطبقات للتأكد من اتزان الطبقات. وفى حالة تواجد طبقات غير آمنة فإن زيادة أبعاد اللبشة لن يفيد كثيراً فى تحسين الموقف وقد نلجأ فى هذه الحالة إلى استخدام نظام اللبشة الطافية أو تحسين خواص الطبقات الطينية بالتصلب (Consolidation) وذلك بتحميل الموقع لمدة زمنية كافية لتغيير نسبة الفراغات (e) إلى القيمة التى تسمح بزيادة مقدار تماسك التربة (c) إلى القيمة المطلوبة.

11-4 تصميم أساس اللبشة:

11-4 Design of Raft Foundation:

★ إن عملية تصميم أساس اللبشة ليس عملاً سهلاً حيث أن تصميمها بدقة بأخذ جميع اعتبارات التصميم فى الاعتبار ما زال مستمراً.

★ إن طرق تصميم اللبشة يمكن تصنيفها بالنسبة للفروض الموضوعه للتصميم إلى الطرق التالية (شكل ١١-٣).

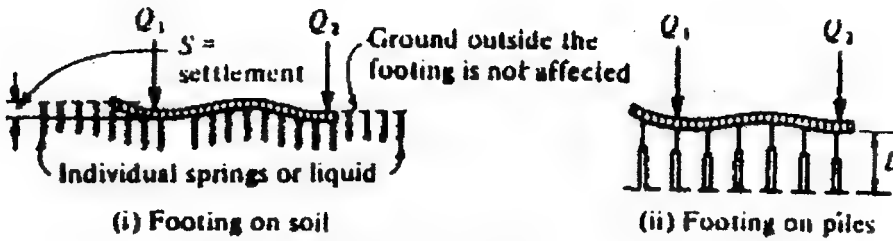
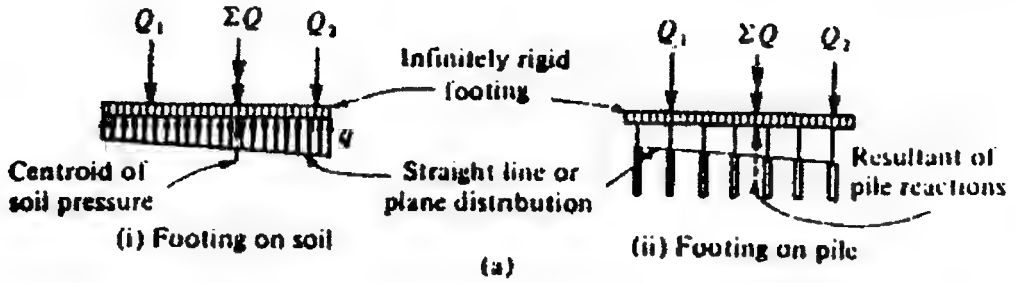
١١-٤-١ الطريقة الصلبة للتصميم:

11-4-1 Rigid Method of Design:

وهى الطريقة التقليدية فى التصميم والتى فيها يتم التصميم بناء على الفرضين التاليين :

- i - اللبشة تعتبر صلبة (Rigid) بدرجة عالية بالمقارنة بالتربة أسفلها الملامسة لها مما يؤدي إلى أن توزيع الإجهادات بالتلامس (Contact Pressure) لا يتأثر بالشكل المرن لللبشة كما هو موضح بالشكل (١١-٣).
- ii - إن توزيع ضغط التلامس بين التربة واللبشة هو توزيع خطى منتظم حيث أن محصلة الإجهادات الواقعة على التربة تقع على محصلة الأحمال الواقعة على الأساس من المنشأ وكما هو موضح بالشكل (١١-٣) وفى حالة التأسيس على مجموعة خوازيق إحتكاك فإن توزيع الأحمال فى الخوازيق يكون توزيعاً خطياً ليعطى محصلة منطبقة مع محصلة الأحمال الخارجية.

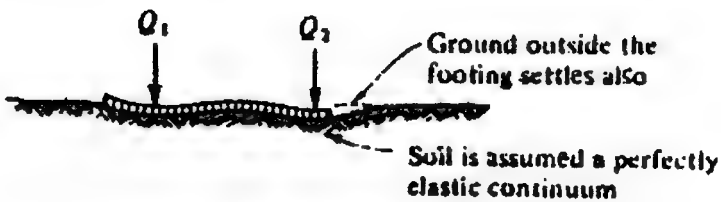
DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION



Soil pressure = spring constant \times settlement
or = weight of liquid \times settlement

Each pile is considered elastic having a spring constant of EA/L

(b)



(c)

Design methods. (a) Rigid method (conventional); (b) simplified elastic foundation; (c) elastic method (true elastic continuum).

شكل (١١-٣) طرق تصميم اللبشة

★ وبناء على ذلك فإن اللبشة تعامل كعنصر جاسئ حينما يكون الإجهاد الذي تنقله إلى التربة منتظم التوزيع ويساوى الوزن الكلى للمبنى مقسوماً على مساحة اللبشة ويحدث ذلك عندما تنطبق محصلة الأحمال مع مركز ثقل اللبشة وهذا الافتراض صحيح إذا كانت الأعمدة متقاربة الأحمال والبحور وهذا طبعاً يصعب تحقيقه عملياً فى جميع الأحوال ولذلك يمكن فرض وتحقيق ذلك إذا ما كان التجاوز فى الأحمال والبحور لا يتعدى ٢٠%.

★ هذا ويمكن تقسيم اللبشة إلى عدد من الأجزاء حسب كثافة التحميل ويصمم كل جزء على متوسط الإجهاد الواقع عليه هذا بالإضافة إلى أنه يمكن اعتبار اللبشة كعنصر جاسئ عندما تنفذ على تربة غير قاسية لأن اللبشة مع هذه النوعية من التربة قادرة على أن تُعيد توزيع الإجهادات عندما يحدث هبوط غير متساوى تحتها.

١١-٤-٢ الطريقة المرنة المبسطة:

11-4-2 Simplified Elastic Method:

★ وهذه الطريقة تعتمد على فرض أن التربة أسفل اللبشة مكونة من عدد لا نهائى من اليايات المرنة (Elastic Springs) حيث لا تتأثر بعضها ببعض بقيمة ثابت الياى يساوى قيمة ثابت التربة المرنة (Subgrade Reaction of Soil).

★ هذا ويعرف ثابت التربة المرنة بأنه وحدة الضغط اللازمة لإحداث هبوط مساوى للوحدة لقاعدة منفصلة وفى حالة اللبشة المؤسسة على خوازيق فإن كل خازوق يعتبر يائى له ثابت مرونة مساوى للقيمة $\frac{EA}{L}$ حيث (E) هو معامل مرونة مادة الخازوق، (A) مساحة مقطع الخازوق، (L) الطول الفعال للخازوق والذى يعتبر الطول الكلى لخازوق الارتكاز (End bearing pile) ونصف طول خازوق الاحتكاك (Friction Pile).

١١-٤-٣ الطريقة المرنة الحقيقية:

11-4-3 True Elastic Method:

★ وفى هذه الطريقة تعتبر التربة وسط مرن حقيقى وفيها يحدث تفاعل وتداخل إستاتيكي بين اللبشة والتربة المحيطة والمحتوية للأساس.

★ هذا وتصمم اللبشة كعنصر مرن (Flexible) عندما تتعرض اللبشة إلى أحمال لا مركزية كبيرة أو عندما تنفذ على تربة قاسية (Stiff)، هذا وتجدر الإشارة إلى أنه

عند تصميم اللبشة المرنة فإنه إذا لم يؤخذ الهبوط النسبى والمتباين فى الاعتبار فإن ضعف حديد التسليح المحسوب يستخدم فى التسليح وقد تصل نسبة حديد التسليح إلى ١% من قطاع اللبشة موزعة إلى حديد سفلى وحديد علوى فى الاتجاهين، بالإضافة إلى أنه فى اللبشة المرنة قد يزيد سمك القطاع عند الأعمدة لمنع الانهيار بالقص.

★ هذا ويجب التنويه إلى أن حل اللبشة بالطريقة المرنة الحقيقية يتطلب استخدام طرق رقمية حسابية متطورة مثل طريقة العناصر المحددة (Finite Element method) أو طريقة الفروق المحددة (Finite Difference method) مع ضرورة استخدام الحاسبات الإلكترونية.

١١-٥ الطرق التقريبية لتصميم أساس اللبشة:

تستخدم الطرق التقريبية غالباً عندما تكون اللبشة عالية الجساءة والأعمدة متقاربة التحميل والبحور وهذه الطرق هى :

- ١- تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة (Continuous Footing Raft).
- ٢- تصميم اللبشة كبلطة مسطحة أو منبسطة (Flat Raft Slab Foundation).
- ٣- تصميم اللبشة بالطريقة التقليدية (Conventional method).
- ٤- تصميم اللبشة الكمرية (Ribbed Raft).

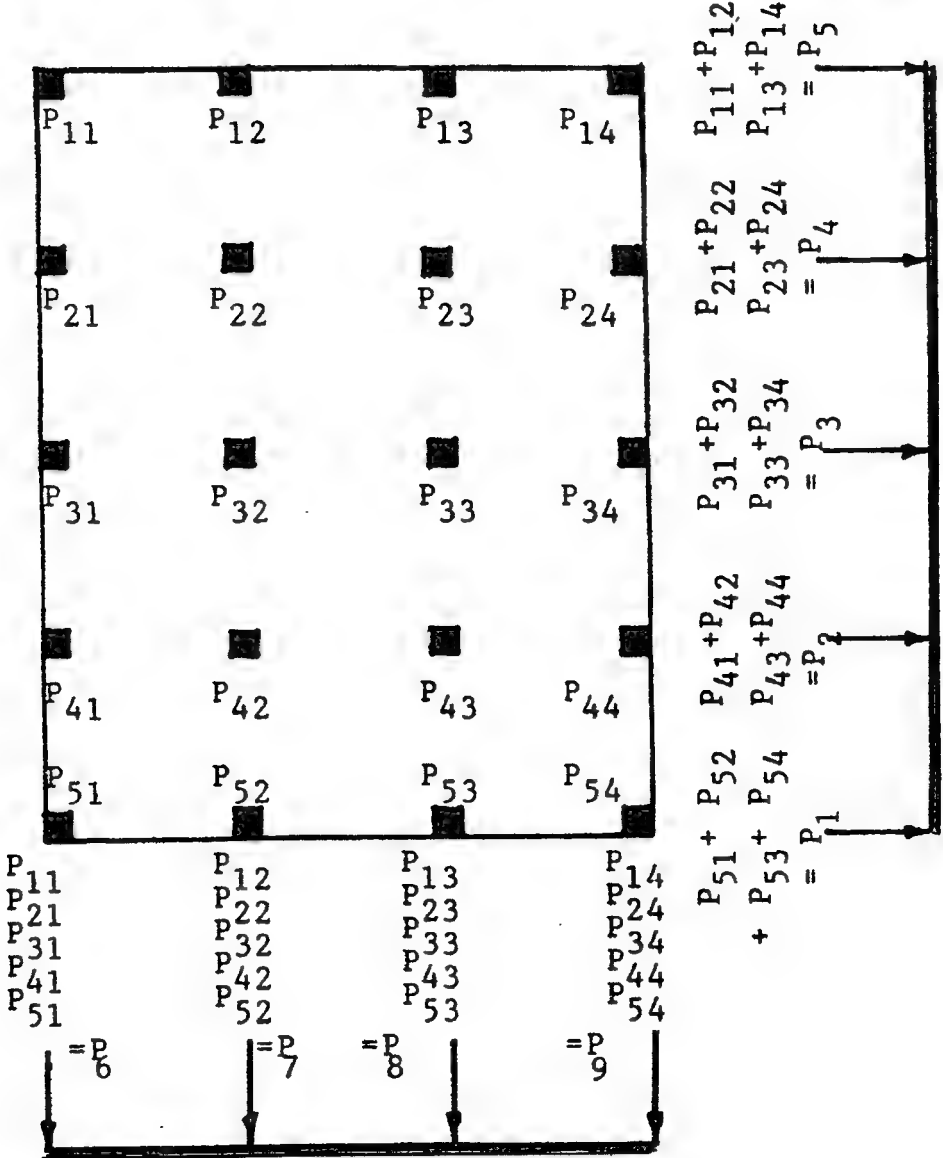
١١-٥-١ تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة:

وهى طريقة تقريبية بدائية للتصميم وتستخدم غالباً كحل أولى لتصميم اللبشة وخطوات هذه الطريقة كما يلى :

- ١- يتم إسقاط مجموع الأحمال الواقعة على الأعمدة لكل اتجاه من الاتجاهين العرضى والطولى للبشة وذلك على كل من طول اللبشة وعرضها - شكل (١١-٤).
- ٢- يتم تعيين محصلة الأحمال وموضعها لكل اتجاه.
- ٣- يتم حساب الجهد الواقع على التربة لكل اتجاه على حدة وذلك بأى طريقة لحساب الإجهادات مع مراعاة أن الجهد الخطى منتظم التوزيع فى حالة المحصلة المركزية وأن الجهد على شكل شبه منحرف التوزيع إذا كانت المحصلة لا مركزية.
- ٤- يتم حساب ورسم منحنيات توزيع القوى الداخلية لكل من عزم الانحناء والقوى القاصة عند القطاعات المختلفة فى الاتجاهين.

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION

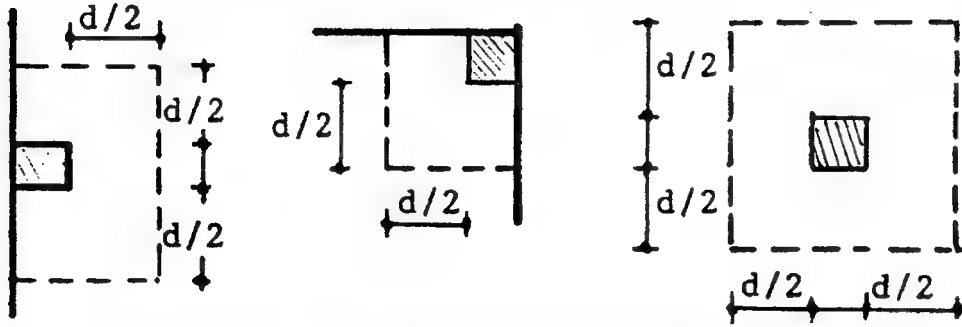
٥- يتم تصميم القطاع الآمن من حيث السمك والتسليح لمقاومة كل من القوى القاصية والقص الثاقب وعزوم الانحناء باتباع الطرق المعروفة والكلاسيكية لحساب الإجهادات الواقعة على هذه القطاعات والناجمة عن هذه القوى الداخلية عند القطاعات الحرجة المختلفة.



شكل (١١-٤) كيفية تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة

ملحوظة هامة:

يلاحظ أن القص الثاقب هو الحاكم والمؤثر في تحديد سمك اللبشة ذات الجساءة العالية على أن يتم حساب العمق المناظر المقاوم للقص الثاقب لكل حالات الأعمدة المختلفة وهو عمود داخلي وعمود جار وعمود ركن كما هو مبين بالشكل (٥-١١).



شكل (٥-١١) القطاعات الحرجة للقص الثاقب للحالات المختلفة للأعمدة

مثال محلول:

المطلوب تصميم أساس اللبشة المستمر لمقاومة أحمال الأعمدة المبينة بالشكل (٦-١١) فإذا علم أن جهد التربة الصافي المسموح به عند منسوب التأسيس هو ٠,٦٠ كجم/سم^٢ وأن الخرسانة رتبة C 200 وحديد التسليح رتبة ٣٥/٢٤

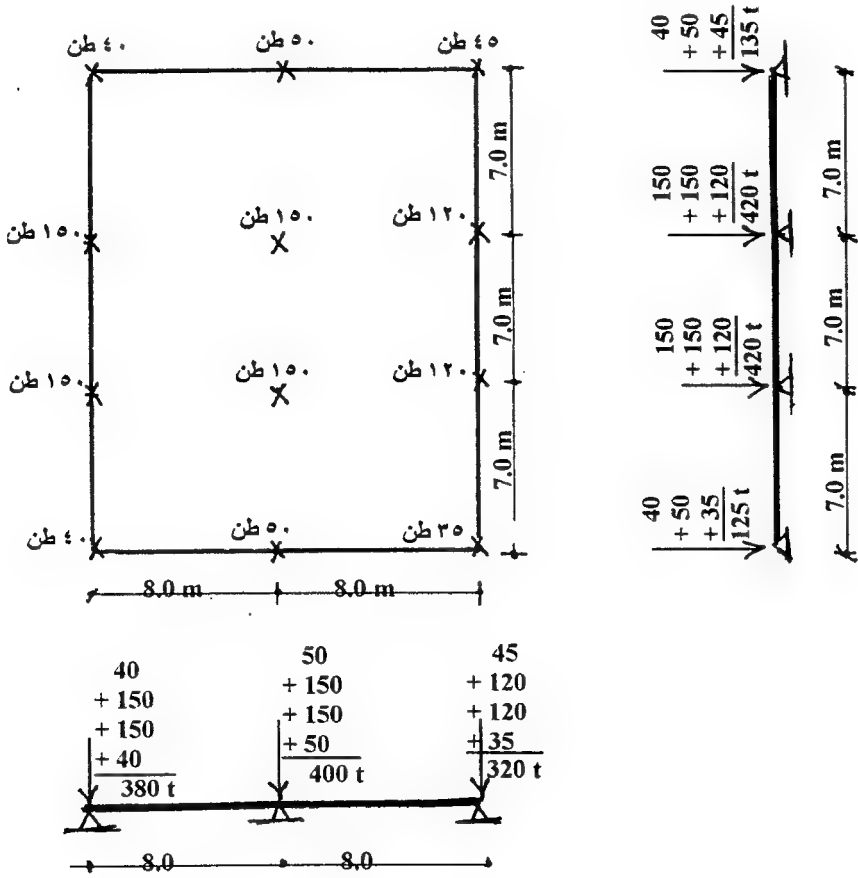
الحل:

يتم التعامل مع الأحمال في كل اتجاه بإيجاد المحصلة عند كل خط.

بالنسبة للاتجاه الطويل:

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 40 + 50 + 35 &= 125 \text{ (t)} \\
 P_2 &= 150 + 150 + 120 &= 420 \text{ (t)} \\
 P_3 &= 150 + 150 + 120 &= 420 \text{ (t)} \\
 P_4 &= 40 + 50 + 45 &= 135 \text{ (t)} \\
 R &= \sum P_i &= 1100 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION



شكل (١١-٦)

• موضع المحصلة تقاس من الحمل (P_1)

$$\bar{x}_1 = \frac{\sum p_i x_i}{\sum p_i} = \frac{420 \times 7 + 420 \times 14 + 125 \times 21}{1100} = 10.595 \text{ m}$$

• مقدار اللامركزية

$$e = \frac{L}{2} - \bar{x}_1 = 10.5 - 10.595 = 0.095 \text{ ms}$$

• يتم حساب الإجهادات الواقعة على كل اتجاه.

$$f_{n(1)} = \frac{R}{B L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

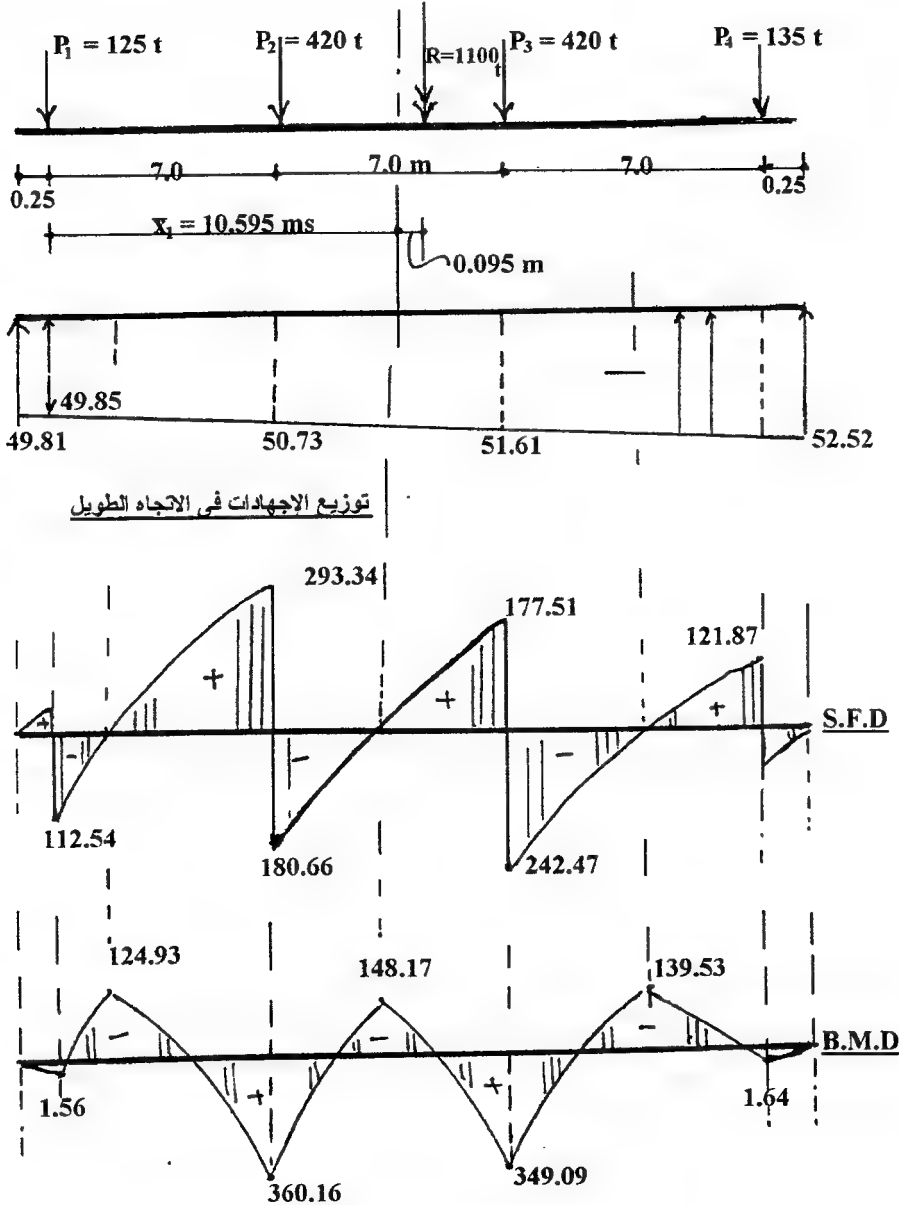
$$= \frac{1100}{16.5 \times 21.5} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.095}{21.5} \right)$$

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION

$$\therefore f_{n(1)} = 3.183 \text{ t/m}^2 < 5 \text{ t/cm}^2 \text{ o.k} = 3.183 \times 16.5 = 52.52 \text{ t/m}^2$$

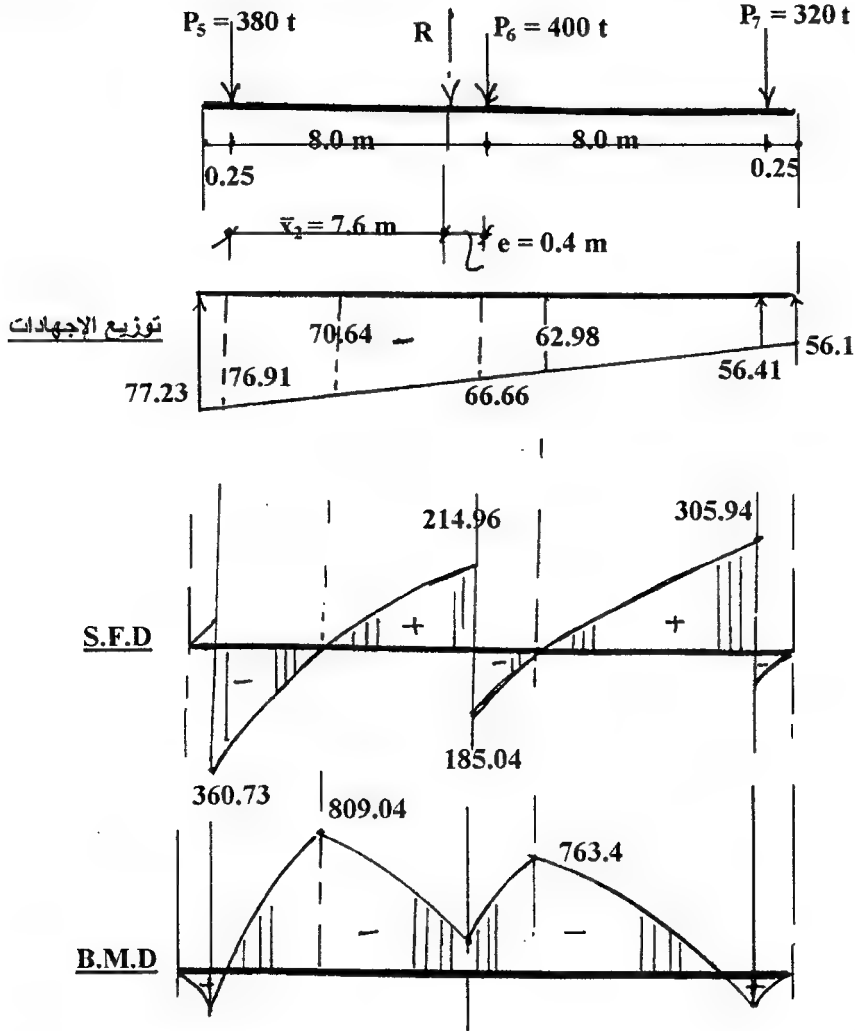
$$f_{n(2)} = 3.019 \text{ t/m}^2 < 5 \text{ t/cm}^2 = 3.019 \times 16.5 = 49.81 \text{ t/m}^2$$

• يتم رسم وحساب منحنى توزيع القوى القاصة وعزوم الانحناء للاتجاه الطويل وكما هو مبين بالشكل (٧-١١).



شكل (٧-١١) توزيع الإجهادات والقوى الداخلية للاتجاه الطويل

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION



شكل (٨-١١) توزيع الإجهادات والقوى الداخلية في الاتجاه العرضي

بالنسبة للاتجاه القصير:

$$P_5 = 40 + 150 + 150 + 40 = 380 \text{ (t)}$$

$$P_6 = 50 + 150 + 150 + 50 = 400 \text{ (t)}$$

$$P_7 = 45 + 120 + 120 + 35 = 320 \text{ (t)}$$

$$R = \sum P_i = 1100 \text{ (t)}$$

$$\bar{x}_2 = \frac{400 \times 8 + 320 \times 16}{1100} = 7.56 \approx 7.6 \text{ ms}$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}_2 = 8 - 7.60 = 0.4 \text{ ms}$$

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION

$$\therefore f_{n(1)} = \frac{1100}{16.5 \times 21.5} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.4}{16.5} \right] = \frac{P}{L \cdot B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$\therefore f_{n(1)} = 3.59 \text{ t/m}^2 < 5 \text{ t/m}^2 \text{ (o.k)} = 3.59 \times 21.5 = 77.23 \text{ t/m}$$

$$f_{n(2)} = 2.61 \text{ t/m}^2 < 5 \text{ t/m}^2 \text{ (o.k)} = 2.61 \times 21.5 = 56.10 \text{ t/m}$$

• يتم رسم منحنى القوى القاصة والعزوم الحانية فى هذا الاتجاه من واقع

توزيع الإجهادات والأحمال وكما هو مبين بالشكل (٨-١١).

• من الأشكال (٧-١١) ، (٨-١١) ومن قيم عزوم الانحناء يتم تحديد

أقصى عزم انحناء فى الاتجاهين.

$$\therefore M_{\max} = 809.04 \text{ m.t / width } 21.5 \text{ m} = 37.63 \text{ m.t / m}$$

• العزم اللازم لمقاومة عزم الانحناء الأقصى.

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{100}}$$

$$= 0.361 \sqrt{\frac{37.63 \times 10^5}{100}} = 70.03 \text{ cm}$$

$$\text{take } t = 80 \text{ cm} \rightarrow d_{\text{act}} = 73 \text{ cm}$$

• التحقق من القص الثاقب.

$$b_o = 2 (0.5 + d/2) + (0.5 + d)$$

$$= 1.5 + 2 d = 1.5 + 2 \times 0.73 = 2.96 \text{ ms}$$

$$A_o = \left(0.5 + \frac{d}{2} \right) (0.5 + d)$$

$$= \left(0.5 + \frac{0.73}{2} \right) (0.5 + 0.73) = 1.064 \text{ m}$$

$$\therefore Q_{p \max} = P - A_o \cdot d_p \times f_{n(1)} = 150 - 1.064 \times d_p \times 3.59 = 146.18 \text{ (t)}$$

$$\therefore d_p = \frac{Q_p}{b_o q_{p \text{ all}}} = \frac{146.18}{2.96 \times 80} = 0.62 \text{ ms} < d_{\text{act}} (73 \text{ cm})$$

$$\text{i.e. } d = d_{\text{act}} = 73 \text{ cm} \quad (\text{o.k})$$

DESIGN OF RAFT OR MAT FOUNDATION

حديد التسليح: *

الاتجاه القصير: -

الحديد العلوى:

$$A_s = \frac{37.63 \times 10^5}{1237 \times 73} = 41.67 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow (9 \phi 25 / \text{m})$$

الحديد السفلى:

$$A_s' = 0.25 A_s \cong 5 \phi 16 / \text{m} \text{ (min)}$$

الاتجاه الطويل: -

حديد علوى:

$$M_{\max -ve} = 148.17 / \text{width (16.5 m)} \\ = 148.17 / 16.5 = 8.98 \text{ m.t/m}$$

$$\therefore A_s = \frac{8.98 \times 10^5}{1237 \times 73} = 9.94 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (5 } \phi 16 / \text{m)}$$

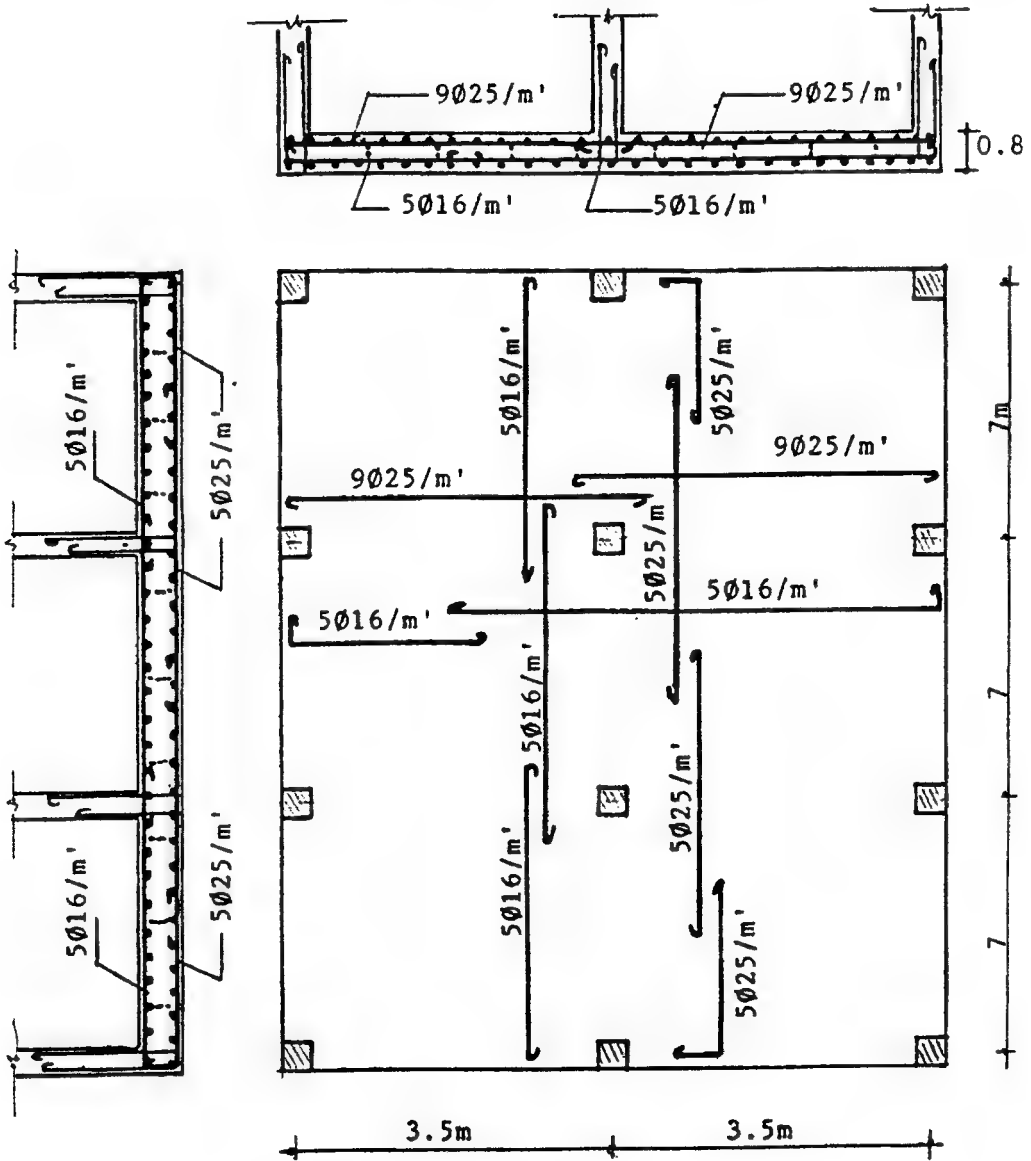
حديد سفلى:

$$M_{\max +ve} = 360.16 / \text{width (16.5 m)} \\ = 21.83 \text{ m.t/m}$$

$$\therefore A_s = \frac{21.83 \times 10^5}{1237 \times 73} = 24.17 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (5 } \phi 25 / \text{m)}$$

ويبين الكروكى شكل (١١-٩) تفاصيل ومواضع حديد التسليح للمثال السابق.

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION



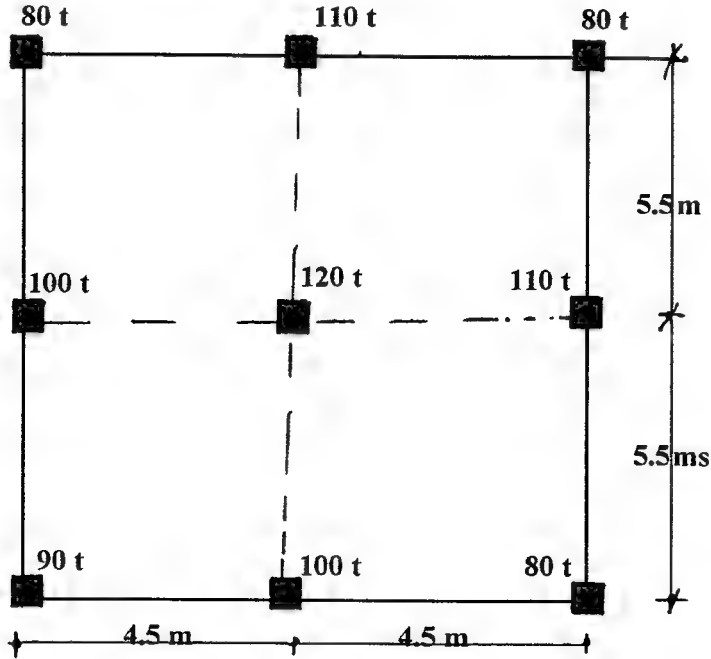
شكل (٩-١١) تفاصيل حديد التسليح للمثال السابق

١١-٥-٢ تصميم اللبشة كبلطة مسطحة أو منبسطة:

- فى هذه الحالة يتم اعتبار اللبشة كبلطة ذات سمك ثابت مع تقسيمها إلى شرائح أعمدة (Col. strips) وشرائح وسط (Field strips) فى الاتجاهين العرضى والطولى للبلطة على أن يكون عرض شرائح العمود هو $(b + 2d)$ حيث (b) هو عرض العمود، (d) هى سمك البلطة والتى يمكن فرضها حوالى من $(1/7 - 1/10)$ البحر الصافى بين الأعمدة حسب الأحمال الواقعة على هذه الأعمدة. كما يمكن أخذ عرض شريحة العمود $(3d)$ كما هو مبين بالشكل (١١-١٠).
- يتم اعتبار شرائح الأعمدة ككمرات مستمرة فى الاتجاهين وعليها أحمال مثلثية نتيجة لتوزيع الأحمال من البلطة على هذه الكمرات ويتم حساب عزوم الانحناء القصوى والتى تؤخذ فى هذه الحالة $M_{\max}(-) = \frac{P\ell^2}{12}$ وبحسب السمك اللازم لكل شريحة على حدة وذلك لمقاومة كل من القص والقص الثاقب وعزم الانحناء وبالتالي يتم إيجاد مساحة حديد التسليح اللازمة عند القطاعات الحرجة لهذه الشرائح وهو حديد علوى وسفلى فى الاتجاهين.
- يتم تصميم جزء اللبشة الواقع بين شرائح الأعمدة فى الاتجاهين كبلطة ذات اتجاهين مثبتة ومرتكزة على شرائح الأعمدة وبنفس تخانة وسمك شرائح الأعمدة وذلك بحساب أقصى عزم انحناء لهذا الجزء وهو يساوى $\frac{P\ell^2}{12}$ ثم يلى ذلك إيجاد حديد التسليح اللازم لهذه البلاطات فى الاتجاهين على ألا يقل عن الحد الأدنى وهو حديد علوى وسفلى أيضاً وكما سوف يرد فى المثال التالى.

مثال محلول:

المطلوب تصميم الأساس اللبشة باستخدام نظام البلاطات المسطحة أو المنبسطة والمعرضة إلى أحمال الأعمدة المبينة بالشكل (١١-١٠) فإذا علم أن جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس يعادل ٠,٦ كجم/سم^٢ وأن رتبة الخرسانة هى C 200 وحديد التسليح هو رتبة ٣٥/٢٤ وجميع الأعمدة ذات قطاع ٥٠ × ٥٠ سم.



شكل (١١-١٠)

الحل:

محصلة الأحمال

$$R = \Sigma \text{ loads} = 3 \times 80 + 90 + 2 \times 100 + 2 \times 110 + 120 = 870 \text{ t}$$

وحيث أن الأحمال غير متماثلة حول مركز القاعدة إذن لا بد وأن يكون هناك ترحيل للمحصلة فى الاتجاهين العرضى والطولى لللبشة الأمر الذى يمكن اعتبارها مركزية ولكن بفرض قيمة صغرى لجهد التربة الصافى المسموح به وليكن ٨٠% من أقصى قيمة أى $0.8 \times 6 = 4.8$ طن/م^٢.

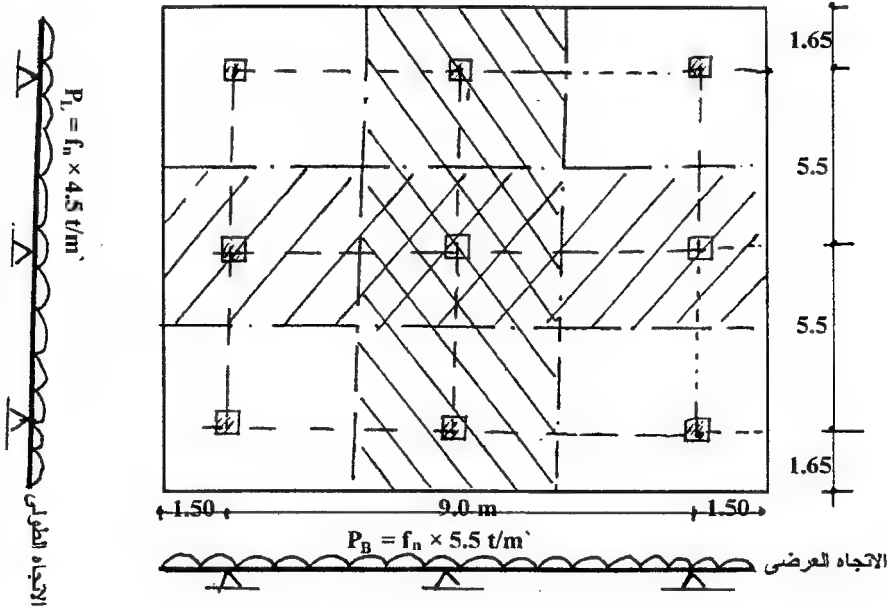
$$\therefore A = \frac{R}{f_{n \text{ all assumed}}} = \frac{870}{4.8} = 181 \text{ m}^2$$

وبفرض أن نسبة طول اللبشة (L) إلى عرضها (B) يتناسب مع المسافة بين محاور الأعمدة فى الاتجاهين.

$$\therefore \frac{L}{B} = \frac{11}{9} \rightarrow L = \frac{11}{9} B$$

$$A = 181 = \frac{11}{9} B^2 \rightarrow B = 12.0 \text{ ms} \rightarrow L = 14.7 \text{ ms}$$

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION



شكل (١١ - ١١)

• الحمل الموزع على اللبشة لكل ٢ م يعادل

$$f_n = \frac{870}{12 \times 14.7} = 4.93 \cong 5 \text{ t/m}^2$$

وبأخذ شريحتين إحداهما عرضية والأخرى طولية وكل شريحة تحمل حملاً موزعاً بين محور المسافة بين العمودين أى أن (شكل ١١ - ١١) :

الحمل الموزع على الشريحة فى الاتجاه الطولى يعادل :

$$P_L = 5.0 \times 4.5 = 22.5 \text{ t/m}$$

، الحمل الموزع على الشريحة فى الاتجاه العرضى يعادل :

$$P_B = 5.0 \times 5.5 = 27.5 \text{ t/m}$$

• يتم تحديد قيمة أقصى عزم انحناء فى شريحتى العمود للاتجاهين العرضى والطولى.

$$M_{\text{max Long direction}} = \frac{P_L S^2}{12} = \frac{22.5 \times (5.5)^2}{12} = 56.72 \text{ m.t}$$

$$M_{\text{max short direction}} = \frac{P_B S^2}{12} = \frac{27.5 \times (4.5)^2}{12} = 46.41 \text{ m.t}$$

$$\therefore M_{\text{max}} = 56.72 \text{ m.t}$$

• العمق المناظر للعزم الأقصى :

$$\therefore d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}}$$

حيث (b) : هو عرض شريحة العمود وهو يساوى $(b_c + 2d)$ أو $(3b_c)$

حيث (b_c) : هو عرض العمود

$$\text{i.e. } b = 3 \times 50 = 150 \text{ cm}$$

$$\therefore d_m = 0.361 \sqrt{\frac{56.72 \times 10^5}{150}} = 70.2 \text{ cm} \rightarrow t = 80 \text{ cm} \quad \& \quad d_{\text{act}} = 73 \text{ cm}$$

• التحقق من إجهاد القص الثاقب وذلك تحت أكبر عمود $P = 120 \text{ t}$

$$\therefore Q_{\max p} = P - A_c \cdot f_n = 120 - 0.5 \times 0.5 \times 5 = 118.75 \text{ (t)}$$

$$\therefore q_p = \frac{Q_{\max p}}{\Sigma \square \cdot d_{\text{act}}} = \frac{118.75 \times 10^3}{4 \times 50 \times 73} = 8.13 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{o.k})$$

$$\therefore d = 73 \text{ cm} \quad \text{safe}$$

• مساحة حديد التسليح فى الاتجاه الطولى لشريحة العمود :

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{56.72 \times 10^5}{1237 \times 73} = 62.8 \text{ cm}^2 / 1.5 \text{ ms} = 41.87 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (10 \phi 25 / \text{m})$$

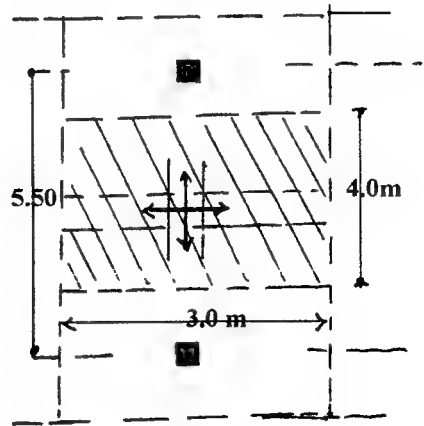
• مساحة حديد التسليح فى الاتجاه العرضى لشريحة العمود :

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{46.41 \times 10^5}{1237 \times 73} = 51.39 \text{ cm}^2 / 1.5 \text{ ms} = 34.26 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (8 \phi 25 / \text{m})$$

• حديد التسليح المطلوب للجزء الأوسط

بين شرائح الأعمدة وهى تعتبر بلاطة ذات اتجاهين $4.00 \text{ m} \times 3.00 \text{ m}$ متشابهة الحدود الخارجية وبأخذ شريحة عرضها واحد متر فى هذه البلاطة وباعتبار الحمل كله فى اتجاه واحد (شكل ١١-١٢)

$$\therefore M_{\max} = \frac{f_n \ell^2}{12} = \frac{5.0 \times (4)^2}{12} = 6.67 \text{ m.t/m}$$



شكل (١١-١٢)

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION

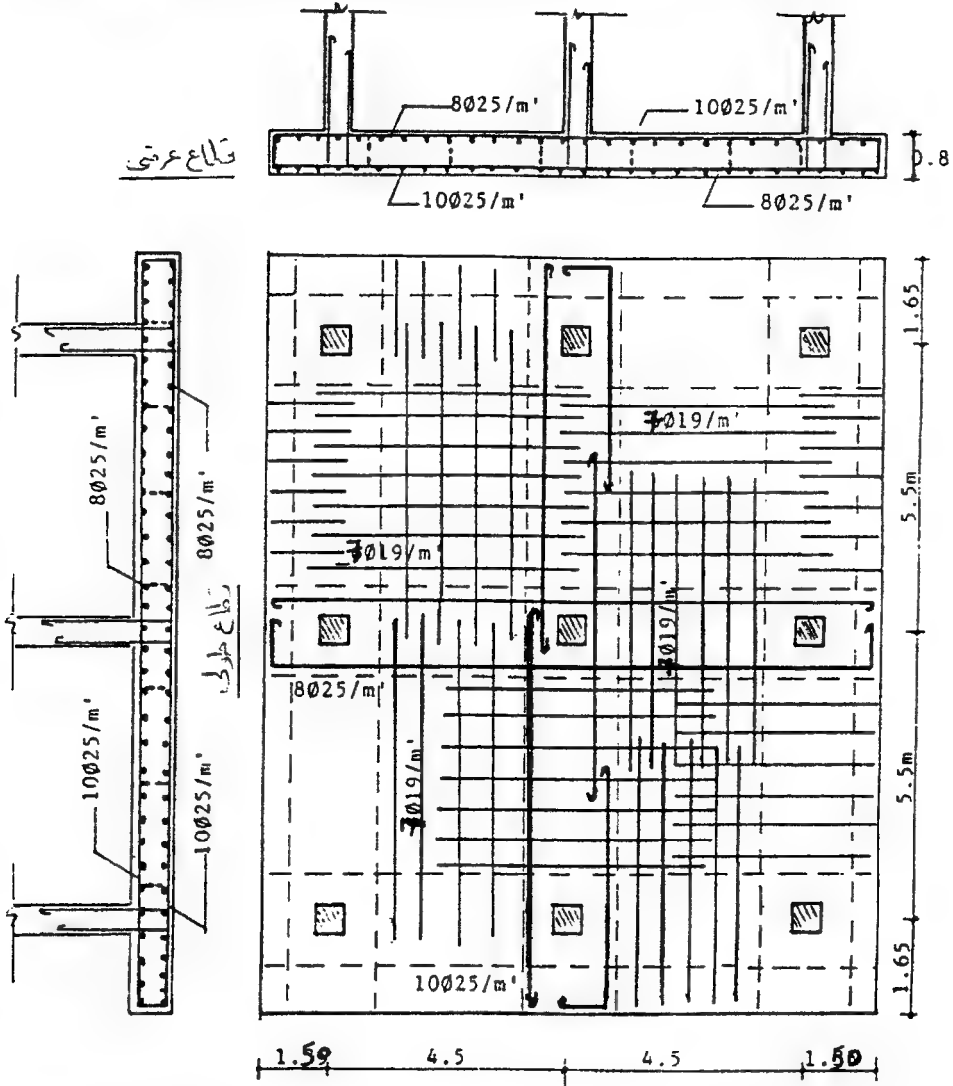
$$\therefore A_s = \frac{6.67 \times 10^5}{1237 \times 73} = 7.39 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

$$A_{s \min} = 0.0025 \times 100 \times 73 = 18.25 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

$$\therefore \text{take } A_s = A_{s \min} = 18.25 \text{ cm}^2/\text{m'} = 7 \phi 19/\text{m'}$$

يتم أخذ حديد علوى ومثله سفلى قدره $7 \phi 19/\text{m'}$ فى الاتجاهين فى شرائح الوسط.

• يبين الشكل (١١-١٣) كروكى لتوزيع حديد التسليح للمثال السابق.



شكل (١١-١٣) كروكى تفاصيل وتوزيع الحديد للمثال عاليه

١١-٥-٣ تصميم اللبشة بالطريقة التقليدية:

تتلخص طريقة التصميم بهذه الطريقة فى الخطوات التالية :

١- يتم تعيين محصلة الأحمال الواقعة على الأعمدة وليكن (R) وهى مجموع الأحمال الرأسية.

$$\text{i.e. } R = \sum P_{i \text{ col}} = P_1 + P_2 + P_3 + \dots P_i$$

٢- يتم اختيار مساحة اللبشة وليكن (A) بحيث تغطى جميع الأعمدة كلها أو المساحة المحصورة بين الأعمدة أو بعمل بروزات خارج حدود الأعمدة حسب ما تسمح به حدود امتداد اللبشة فى الاتجاهات المختلفة لهذه المساحة وكما هو ومبين بالشكل (١١-١٤).

٣- يتم تحديد موضع المحصلة (R) بالنسبة إلى محاور المساحة وذلك بدلالة تحديد لا مركزيتها بالنسبة لمركز المساحة وهما البعدين (e_x) ، (e_y) حيث :

مقدار اللامركزية (e_x) بالنسبة للمحور (x) تعادل :

$$e_x = \bar{x} - \frac{B}{2} \quad (\text{ms})$$

ومقدار اللامركزية (e_y) بالنسبة للمحور (y) تعادل :

$$e_y = \bar{Y} - \frac{L}{2} \quad (\text{ms})$$

، (x) ، (Y) هما موضع المحصلة بالنسبة للمحاور (Y) ، (x) كما هو مبين بالشكل (١١-١٤) حيث :

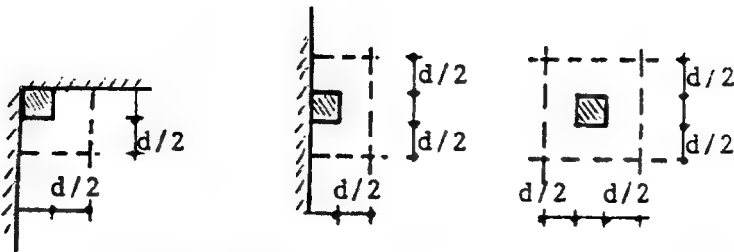
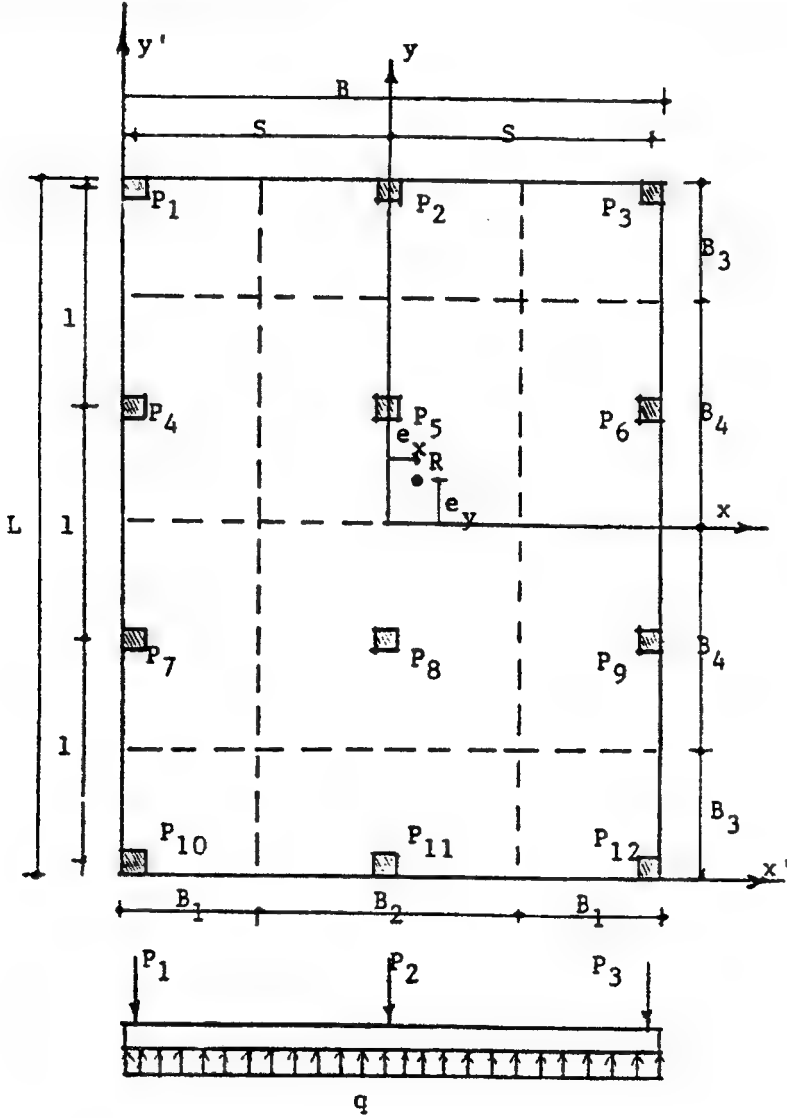
$$(\bar{x}) = \frac{\sum P_i x_i}{\sum P_i} = \frac{\sum P_i x_i}{R} \quad (\text{ms})$$

$$(\bar{Y}) = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i} = \frac{\sum P_i y_i}{R} \quad (\text{ms})$$

٤- يتم تحديد خصائص مساحة اللبشة وهى مساحتها (A) وعزم قصورها الذاتى حول محوريها اللذين يمران بالمركز (I_x, I_y) حيث فى حالة المساحة المستطيل:

$$\text{i.e. } A = B \cdot L$$

$$I_x = \frac{B L^3}{12} \quad , \quad I_y = \frac{L B^3}{12}$$



شكل (١١-١٤) تصميم اللبشة بالطريقة التقليدية

٥- يتم حساب قيمة أقصى عزوم انحناء حول محوري اللبشة اللذين يمران بالمركز
 (M_x) ، (M_y) حيث :

$$M_x = R \cdot e_x \quad (t.m)$$

$$، \quad M_y = R \cdot e_y \quad (t.m)$$

٦- يتم حساب قيم وتوزيع الإجهادات الواقعة على التربة أسفل اللبشة وذلك عند
 مواضع مختلفة بغرض الحصول على أقصى قيم للإجهادات الواقعة عليها وذلك
 باستخدام المعادلة العامة للإجهاد وهى :

$$f_n = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} \cdot y \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot x \quad (t/m^2)$$

مع الأخذ فى الاعتبار الإشارات (+) أو (-) حسب إحداثيات كل موضع وتأثير
 العزم.

٧- يتم التحقق من أن أقصى قيمة للإجهاد عند أى موضع لا يتعدى الإجهاد الصافى
 المسموح به أسفل القاعدة.

$$i.e. \quad f_n < f_{n \text{ all}}$$

وإذا لم يتحقق هذا الشرط يجب زيادة المساحة (A) والعمل على تقليل مقدار
 اللامركزية (e) فى الاتجاهين (x) ، (y) حتى يمكن تلاشى تأثير العزوم (M_y) ،
 (M_x) .

٨- يتم تقسيم اللبشة أو المساحة إلى شرائح مستمرة فى الاتجاهين العرضى
 والطولى لها (فى صورة كمرات) من محور الأعمدة إلى محور الأعمدة فى
 الاتجاهين وكما هو مبين بالشكل (١١-١٤) أى فى منتصف بين محاور الأعمدة
 فى الاتجاهين.

٩- يتم التعامل مع كل شريحة على حدة باعتبار أنها معرضة إلى حمل منتظم
 التوزيع قدره يعادل متوسط الإجهادات الواقعة على طول هذه الشريحة وليكن
 $(f_{n \text{ av.}})$ ويتم بعد ذلك حساب أقصى قوى قاصة وعزم الانحناء الأقصى لكل
 شريحة على حدة مع العلم بأنه يوصى باعتبار عزوم الانحناء السالبة والموجبة
 متساوية على كامل كل شريحة وتعادل :

بالنسبة للاتجاه الطويل للشرائح:

$$M_{\max} = \frac{f_{n \text{ av.}} S_L^2}{10} \text{ (t.m/m}^2\text{)}$$

حيث (S_L) هو المسافة بين محاور الأعمدة فى الاتجاه الطويل للشريحة

بالنسبة للاتجاه القصير للشرائح:

$$M_{\max} = \frac{f_{n \text{ av.}} S_S^2}{8} \text{ (t.m/m}^2\text{)}$$

١٠- يتم تحديد العمق المناظر لأقصى عزم انحناء واقع للشرائح الطولية أو العرضية وذلك من المعادلة المعروفة:

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{100}} \text{ (cm)}$$

١١- يتم تحديد العمق المناظر لكل من القص (d_{sh}) والقص الثاقب (d_p) وفى أغلب الحالات يعتبر العمق الأخير هو الحاكم فى التصميم وذلك بالنسبة للأعمدة المختلفة (عمود ركن ، عمود متوسط ، عمود حافة) ويحسب طبقاً للمعادلة التالية :

$$d_p = \frac{Q_{\max p}}{\sum q_{all p}} \text{ (cm)}$$

حيث (Q_{max p}) يتم أخذها تقريباً تساوى قيمة الحمل المؤثر عند العمود وذلك فى جانب الأمان ولتسهيل الحل مع أخذ q_{all p} = 8 kg/cm² مع ملاحظة أنه لا يتم استخدام حديد مكسح فى اللبشة أى يتم مقاومة القص بالخرسانة فقط.

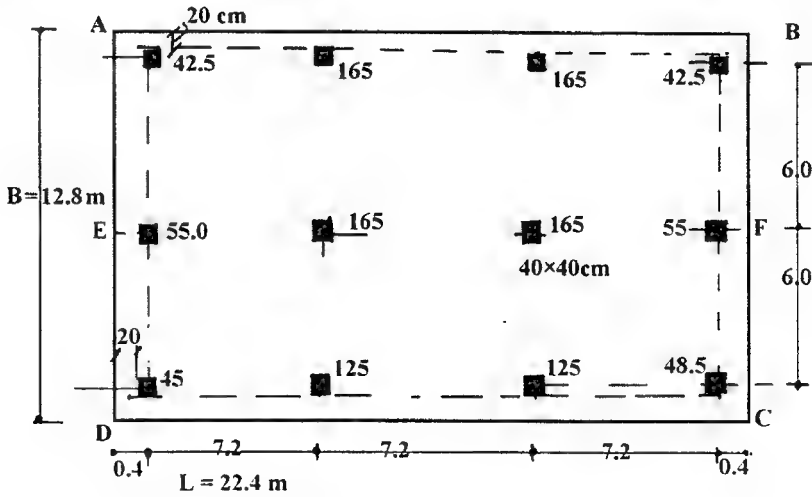
١٢- يتم تحديد العمق الحاكم فى التصميم من كل من (d_m) ، (d_{sh}) ، (d_p).

١٣- يتم تحديد مساحة حديد التسليح المطلوبة لكل شريحة على حدة من كل من شرائح الاتجاه الطولى وشرائح الاتجاه العرضى لمقاومة أقصى قيم لعزوم الانحناء لكل شريحة على حدة وبحيث لا تقل أى منها عن أقل نسبة مئوية مسموح بها (A_{s min}) وذلك مع العمق الحاكم (d_{act}).

١٤- يتم رص كل من الحديد المطلوب فى الاتجاهين الطولى والعرضى مناصفة بين حديد علوى وحديد سفلى ويمتد من أول الشريحة إلى آخرها لسهولة التنفيذ والرص.

مثال محلول:

لأحمال المبينة بالكروكي التالى شكل (١١-١٥) والوقعة على الأعمدة (٤٠ × ٤٠) سم المطلوب تصميم اللبشة المسلحة باستخدام الطريقة التقليدية (Rigid method) مع اعتبار أن أقصى إجهاد مسموح به صافى أسفل اللبشة هو ٠,٥ كجم/سم^٢ وأن حديد التسليح هو رتبة ٣٥/٢٤ والخرسانة رتبة C 200.



شكل (١١-١٥)

الحل:

- حيث أن عرض الأعمدة ٤٠ × ٤٠ سم إذن أقل مساحة للبشة هي حدود الأعمدة الخارجية فى الاتجاهين وحيث أنه يفضل أن لا يكون حديد الأعمدة مكشوف بجانب زيادة مقاومة الأعمدة للقص الثاقب إذن يتم عمل بروز للبشة بحوالى ٢٠ سم من كل جانب من جوانب اللبشة أى تصبح اللبشة بطول ٢٢,٤ م وعرض ١٢,٨ م.

- يتم تحديد مقدار المحصلة (R) للقوى

$$R = 2 \times 42.5 + 4 \times 165 + 2 \times 55 + 2 \times 125 + 48.5 + 45 = 1198.5 \text{ (t)}$$

- يتم اختيار محورين اختياريين وليكن الرأسى (y-y) وهو المار بمحور الأعمدة عند نقطة (A)، الأفقى (x-x) وهو المار بمحور الأعمدة عند نقطة (D).

DESIGN OF RAFT OR MAT FOUNDATION

• يتم بعد ذلك تحديد قيم وموضع المحصلة بالنسبة لهذين المحورين وليكن (x) ، (y) .

$$\bar{x} = \frac{\sum P_i x_i}{\sum P_i} = \frac{\sum P_i x}{R}$$

$$\therefore 1198.5 (x) = 2 \times 165 \times 7.2 + 2 \times 2 \times 165 \times 14.4 + 21.6 (42.5 + 55 + 48.5) + 7.2 \times 125 + 14.4 \times 125$$

$$\bar{x} = \frac{12981.6}{1198.5} = 10.833 \text{ ms}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum P_i y_i}{R}$$

$$\therefore 1198.5 (Y) = 2 \times 165 \times 6 + 2 \times 55 \times 6 + 2 \times 125 \times 12 + 45 \times 12 + 48.5 \times 12$$

$$\therefore \bar{Y} = \frac{6762}{1198.5} = 5.642 \text{ ms}$$

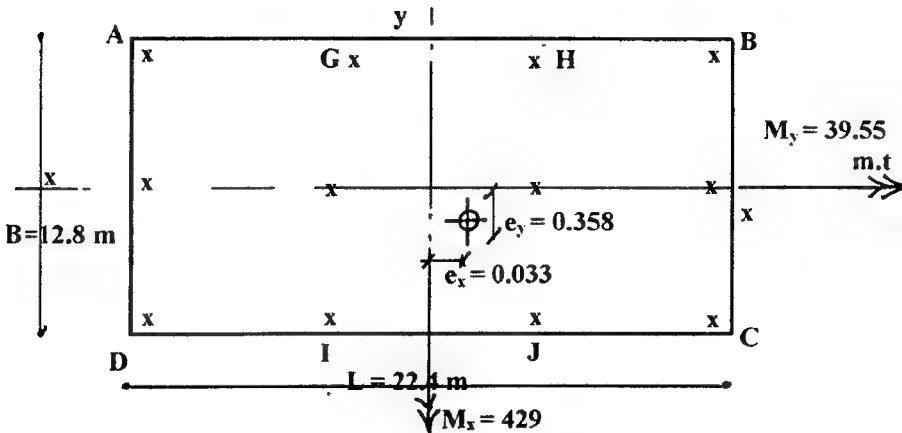
• يتم تحديد مقدار لا مركزية المحصلة (R) فى الاتجاهين (x) ، (y) وهما (e_x) ، (e_y) بالنسبة لمحورين متعامدين مارين بمركز المساحة (A) أى عند منتصف كل من الطول والعرض أى أن :

$$e_x = \frac{21.6}{2} - \bar{x} = 10.8 - 10.833 = 0.033 \text{ ms}$$

أى على يمين المحور الرأسى المار بالمركز

$$e_y = \frac{12}{2} - \bar{Y} = 6 - 5.642 = 0.358 \text{ ms}$$

أسفل المحور الأفقى المار بالمركز وكما هو مبين - شكل (١١-١٦)



شكل (١١-١٦)

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION

- يتم تحديد قيم عزم السقصور الذاتى للمساحة حول المحورين المارين بالمركز (I_x) ، (I_y) .

$$I_x = \frac{L B^3}{12} = \frac{22.4 \times (12.8)^3}{12} = 3914.68 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{B L^3}{12} = \frac{12.8 \times (22.4)^3}{12} = 11988.72 \text{ m}^4$$

- يتم حساب قيم أقصى عزوم انحناء واقعة على المساحة حول المحورين المارين بالمركز أى :

$$M_y = R \cdot e_x = 1198.5 \times 0.033 = 39.55 \text{ m.t} \quad \rightarrow$$

$$M_x = R \cdot e_y = 1198.5 \times 0.358 = 429.0 \text{ m.t} \quad \downarrow$$

- يتم تقسيم المساحة إلى شرائح طولية وأخرى عرضية فى الاتجاهين بحيث عرض كل شريحة فى أى اتجاه يعادل المسافة بين منتصف المسافة بين محورين متتاليين فى كل شريحة على حدة وعليه فإنه بالنسبة للمساحة (A B C D) يتم تقسيمها إلى عدد ثلاثة شرائح طولية هى الشريحة (AB) ، (EF) ، (DC) وأربعة شرائح عرضية هى الشريحة (AD) ، (GI) ، (HJ) ، (BC) كما هو مبين بالكروكي حيث :

$$\text{عرض الشريحة (AB) = عرض الشريحة (DC) = } 0.4 + 2/6 = 3.4 \text{ م}$$

$$\text{عرض الشريحة (EF) = } 6.0 \text{ متر}$$

$$\text{عرض الشريحة (AD) = عرض الشريحة (BC) = } 0.4 + 2/7.2 = 4.0 \text{ متر}$$

$$\text{عرض الشريحة (GI) = عرض الشريحة (HJ) = } 7.2 \text{ متر}$$

- يتم حساب قيم أقصى إجهادات واقعة على التربة عند النقاط المحددة للشرائح السابقة وهى (A) ، (B) ، (C) ، (D) ، (E) ، (F) ، (G) ، (H) ، (I) ، (J) وذلك طبقاً للمعادلة التالية :

$$f_n = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y}$$

- حيث (x) ، (y) هما إحداثيات هذه النقاط بالنسبة للمحاور (y) ، (x) المارة بالمركز.

$$\therefore f_n = \frac{1198.5}{22.4 \times 12.8} \pm \frac{429}{3914.68} \cdot y \pm \frac{39.55}{11988.72} \cdot x$$

$$= 4.18 \pm 0.11 y \pm 0.003 x$$

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION

ويتم وضع النتائج فى جدول كالاتى :

الموضع (point)	y (ms)	x (ms)	$+\frac{P}{A} \text{ t/m}^2$	0.11 y (t/m^2)	0.003 x (t/m^2)	$f_n (\text{t/m}^2)$
A	+ 6.4	- 11.2	+ 4.18	+ 0.70	- 0.03	+ 4.85
B	+ 6.4	+ 11.2	+ 4.18	+ 0.70	+ 0.03	+ 4.91
C	- 6.4	+ 11.2	+ 4.18	- 0.70	+ 0.03	+ 3.51
D	- 6.4	- 11.2	+ 4.18	- 0.7	- 0.03	+ 3.45
E	0	- 11.2	+ 4.18	0	- 0.03	+ 4.15
F	0	+ 11.2	+ 4.18	0	+ 0.03	+ 4.21
G	+ 6.4	- 3.4	+ 4.18	+ 0.7	- 0.01	+ 4.87
H	+ 6.4	- 3.4	+ 4.18	+ 0.7	+ 0.01	+ 4.89
I	- 6.4	- 3.4	+ 4.18	- 0.7	- 0.01	+ 4.10
J	- 6.4	+ 3.4	+ 4.18	- 0.7	+ 0.01	+ 3.49

- يتم التحقق من أن جميع الإجهادات الواقعة على التربة بإشارة موجبة أى ضغط وليس هناك شد وأنها أقل من أقصى إجهاد مسموح به للتربة وهو ٥,٠٠ طن/م^٢ إذن (o.k).
- يتم التعامل مع الشرائح فى الاتجاهين الطولى والعرضى وذلك بحساب متوسط الإجهاد على كامل وطول كل شريحة على حدة ثم يتم إيجاد قيم أقصى عزوم للانحناء واقعة على كل شريحة وكما يلى :

بالنسبة للشرائح فى الاتجاه الطولى:

Strip No. شريحة رقم	عرض الشريحة (B) (m)	$f_n \text{ av.}$ t/m^2	بحر الشريحة (ℓ) ms	أقصى عزم انحناء (M_{\max}) $f_n \text{ av. } \ell^2/10$	أقصى عزم انحناء للشرائح الطولية (M_{\max})
A B	3.4	4.91	7.2	25.45	25.45
E F	6.0	4.21	7.2	21.82	
D C	3.4	3.51	7.2	18.20	

بالنسبة للشرائح فى الاتجاه العرضى:

Strip No. شريحة رقم	عرض الشريحة (B) (m)	$f_n \text{ av.}$ t/m^2	بحر الشريحة (ℓ) ms	أقصى عزم انحناء (M_{\max}) $f_n \text{ av. } \ell^2/8$	أقصى عزم انحناء (M_{\max})
A D	4.0	4.85	6.0	21.83	22.1
G I	7.2	4.87	6.0	21.92	
H J	7.2	4.89	6.0	22.01	
B C	4.0	4.91	6.0	22.10	

DESIGN OF RAFT OR MAT FOUNDATION

- ∴ أقصى عزم انحناء على الشرائح كلها يعادل ٢٥,٤٥ طن.م.
- يتم حساب العمق المناظر لأقصى عزم انحناء (d_m).

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{100}} = 0.361 \sqrt{\frac{25.45 \times 10^5}{100}} = 57.6 \text{ cm}$$

- يتم حساب العمق الكافي لمجابهة إجهاد القص الثاقب (d_f) وذلك عند الأعمدة الخارجية ذات الحمل ١٦٥ طن وهو العمود الحرج للقص الثاقب وإلا فيجب حساب ذلك عند أعمدة أخرى. وبالنظر إلى القطاع الحرج عند العمود الخارجى هذا فإن :

$$Q_{\max p} = 165 - (0.4 + d_p) (0.6 + d_p / 2) f_n$$

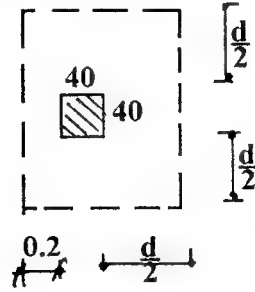
$$\cong P \text{ (neglect for simplicity)}$$

$$\cong 165 \text{ (t)}$$

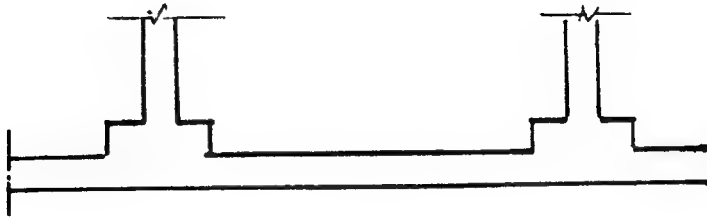
$$\therefore d_p = \frac{Q_{\max p}}{\Sigma q_{p \text{ all}}} = \frac{165}{(1.6 + 2 d_p) \times 80}$$

$$\therefore 160 d_p^2 + 128 d_p = 165$$

$$\rightarrow d_p = 0.7 \text{ ms}$$



- هذا ويمكن عمل سقوط عند الأعمدة فى الاتجاهين لمواكبة الفرق بين (d_p) ، (d_m) وذلك إذا زاد الفرق عن حوالى ١٥ سم وكما هو مبين بالكروكى شكل (١١-١٧).



شكل (١١-١٧)

- يتم أخذ العمق الكبير وهو (d_p) وعليه فإن $d_{act} = 72 \text{ cm} \leftarrow t = 80 \text{ cm}$.
- يتم حساب مساحة الحديد اللازمة لكل شريحة على حدة فى الاتجاهين الطولى والعرضى (الطويل والقصير) ولتسهيل الحل يتم حساب كمية الحديد اللازمة للاتجاه الطويل من واقع أقصى قيمة لعزم الانحناء فى الاتجاه الطولى والعرضى.
- ∴ مساحة الحديد فى الاتجاه الطولى تعادل :

DESIGN OF RAFT OR MAT FOUNDATION

$$A_{sl} = \frac{M_{\max \text{ long}}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{25.45 \times 10^5}{1237 \times 72} = 28.57 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 8 \phi 22/\text{m}$$

علوى ومثله سفلى طولى

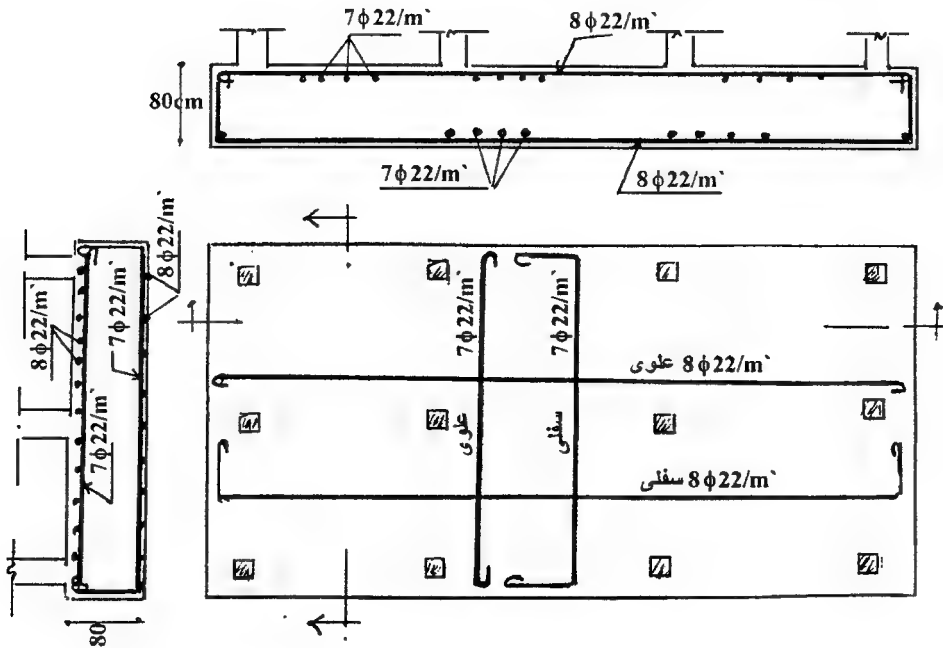
مساحة الحديد فى الاتجاه العرضى تعادل :

$$A_{s \text{ short}} = \frac{M_{\max \text{ short}}}{k_2 d_{\text{act}}} = \frac{22.1 \times 10^5}{1237 \times 72} = 22.4 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 7 \phi 22/\text{m}$$

علوى ومثله سفلى عرضى

$$A_{s \min} = 0.0025 \times 100 \times 72 = 18 \text{ cm}^2$$

∴ يؤخذ الحديد ٨ ϕ ٢٢ /م علوى وسفلى حديد طولى + ٧ ϕ ٢٢ /م علوى ومثله سفلى حديد عرضى وذلك على كامل مسطح اللبشة ذات السمك ٨٠ سم وكما هو مبين بالشكل (١١-١٨).



شكل (١١-١٨)

١١-٥-٤ تصميم اللبشة الكمرية (ذات الأعصاب):

- وحيث أن اللبشة الكمرية ما هي إلا سقف مقلوب مكون من بلاطات وكمرات رئيسية وأخرى ثانوية لذلك فإن تصميمها يكون مماثل لتصميم البلاطات المصمتة والكمرات العادية للأسقف.
- تستخدم هذه الطريقة حينما تكون أحمال الأعمدة وبجورها متساوية أو متغيرة السحور فيما بينها فى حدود ٢٠% حيث فى هذه الحالة يتم فرض أن الإجهاد الواقع على التربة منتظم التوزيع ويساوى وزن المبنى (مجموع الأحمال) الرأسية الواقعة على الأعمدة مقسوماً على مساحة اللبشة.
- فى هذه الحالة يتم حساب مساحة اللبشة بحيث تعطى إجهادات على التربة (f_n) أقل من الإجهادات المسموح بها للتربة عند منسوب التأسيس ($f_{n all}$).
- يتم تصميم اللبشة فى هذه الحالة كسقف مقلوب حيث يتم التصميم كالآتى :

✻ بالنسبة للبلاطات:

يتم تصميمها لمقاومة عزم الانحناء الأقصى فقط كالآتى :

- بلاطة كابولية:

عزم الانحناء الأقصى يعادل $(f_n \cdot \frac{\ell}{2})$ حيث (ℓ) هو طول الكابولى.

- بلاطة ذات اتجاه واحد (أحادية الاتجاه):

عزم الانحناء حسب هى بلاطة بسيطة الارتكاز $(f_n \cdot \frac{\ell^2}{8})$ أو مستمرة

الارتكاز $(f_n \cdot \frac{\ell^2}{12})$ حيث (ℓ) هو الطول القصير للبلاطة وذلك لشريحة عرضها واحد متر.

- بلاطة ثنائية الاتجاه (ذات اتجاهين):

وفىها يتم توزيع الإجهاد (f_n) فى اتجاهين ($f_{n \alpha}$) ، ($f_{n B}$) باستخدام طريقة ومعاملات جراثوف حيث $[1.0 = f_{n \alpha} + f_{n B}]$ ومن ثم يتم حساب عزم الانحناء لهذه البلاطات لشرائح عرضها واحد متر كما هو ومعتاد فى البلاطات العادية.

• بعد إيجاد قيم عزوم الانحناء يتم حساب مساحة الحديد لكل بلاطة على حدة من المعادلة المعروفة.

✽ بالنسبة للكمرات الثانوية:

بالإشارة إلى الشكل المبين (١١-١٩) فإن :

الحمل الموزع على الكمرة (B₂) لكل متر طولى يعادل $f_n \cdot \ell_3$

، الحمل الموزع على الكمرة (B₁) لكل متر طولى يعادل $f_n \cdot (\ell_3 / 2 + \ell_4)$

وبفرض (R₁) ، (R₂) هى قيم ردود الأفعال للكمرات (B₁) ، (B₂) على التوالى على الكمرة الرئيسية (B₃) وحيث أن الكمرة الخارجية (B₁) تحمل حملاً أو جزءاً أقل من التى تحمله الكمرة (B₂) إذن قيمة رد الفعل (R₁) يمكن فرضها بأنها تعادل مقدار ثابت (K) مضروبة فى قيمة رد الفعل (R₂) يمكن فرضها بأنها حيث i.e. $R_1 = K R_2$ (K) يعتمد على المسافة المحمولة لكل منهما.

$$\text{i.e. } K = \frac{R_1}{R_2} = \frac{f_n (\ell_3 / 2 + \ell_4)}{f_n \ell_3} = \frac{\ell_3 / 2 + \ell_4}{\ell_3} \quad \text{..... (i)}$$

وحيث أن مجموع ردود الأفعال الرأسية من الكمرات الثانوية (B₁) ، (B₂) على الكمرة الرئيسية (B₃) إلى أسفل تعادل قيم ردود الأفعال لهذه الكمرة الرئيسية عند الأعمدة إلى أعلى.

$$\text{i.e. } 2 R_1 + 8 R_2 = 2 P_1 + 2 P_2 \quad \text{..... (ii)}$$

وبحل هاتين المعادلتين (i) ، (ii) يتم إيجاد قيم ردود الأفعال (R₁) ، (R₂) ومنها يتم إيجاد قيم ردود الأفعال (R₁') ، (R₂') كما هو مبين بالشكل (١١-١٩) مع اعتبار الاتزان مع جهد التربة الموزع بانتظام (f_n) إلى أعلى ومن ثم يتم رسم منحنيات توزيع القوى القاصة وعزوم الانحناء لكل من الكمرتين (B₁) ، (B₂) الثانويتين وبالتالي يتم تصميم القطاعات الحرجة على أساس أنها عبارة عن قطاع على شكل T بالنسبة لعزم الانحناء الموجب والقطاعات أسفل الكمرة الرئيسية (B₃) هى قطاع على شكل مستطيل (عزم الانحناء السالب) مع مراعاة مقاومة القص لهذه الكمرات يتم إيجاد العمق الآمن وحديد التسليح المناظر لهذه القطاعات كما هو الحال فى تصميم الكمرات العادية.

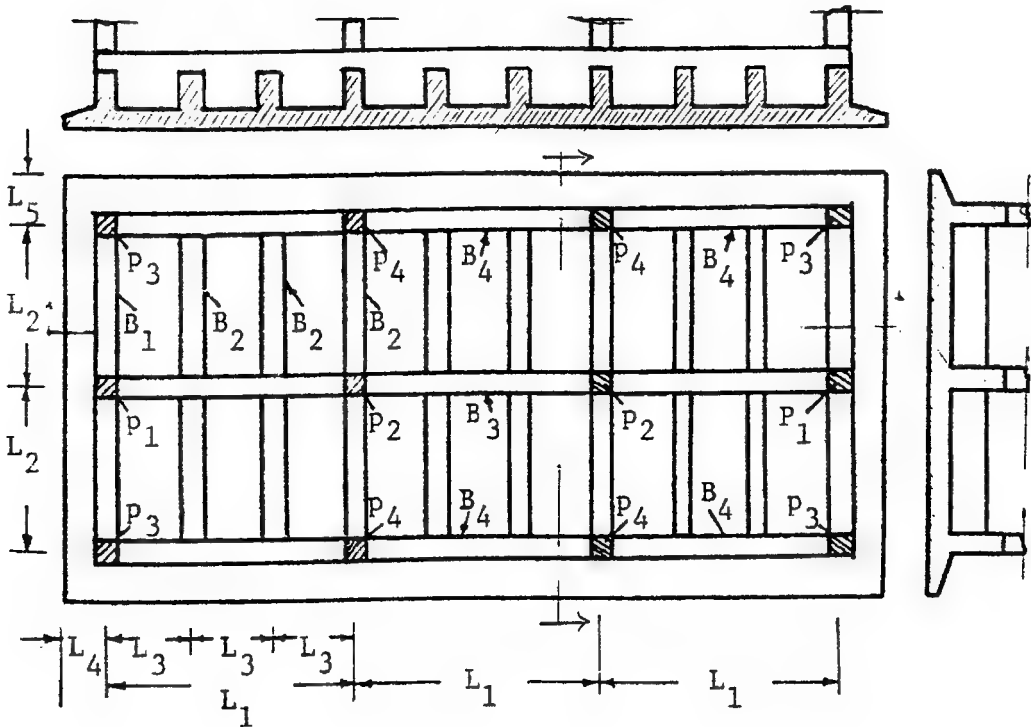
DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION

✻ بالنسبة للكمرات الرئيسية (B_3) ، (B_4) :

تبين الأشكال (٢٠-١١) ، (٢١-١١) قيم الأحمال وردود الأفعال وكذلك منحنيات القوى القاصة (S.F.D) ، عزوم الانحناء (B.M.D) للكمرات الرئيسية (B_3) ، (B_4) حيث يتم تصميم القطاعات لمجابهة كل من القوى القاصة وعزوم الانحناء مع ملاحظة أن القطاعات على شكل حرف T.

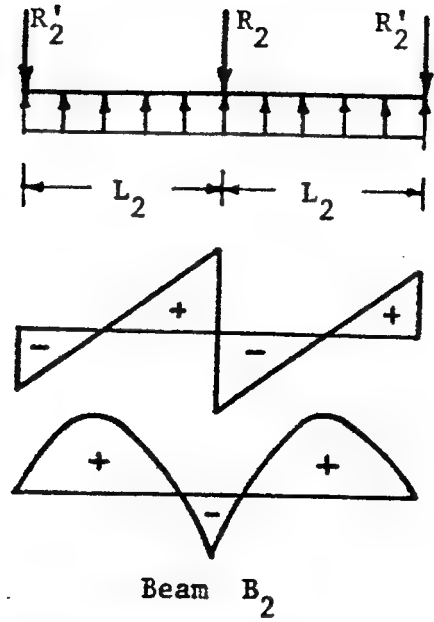
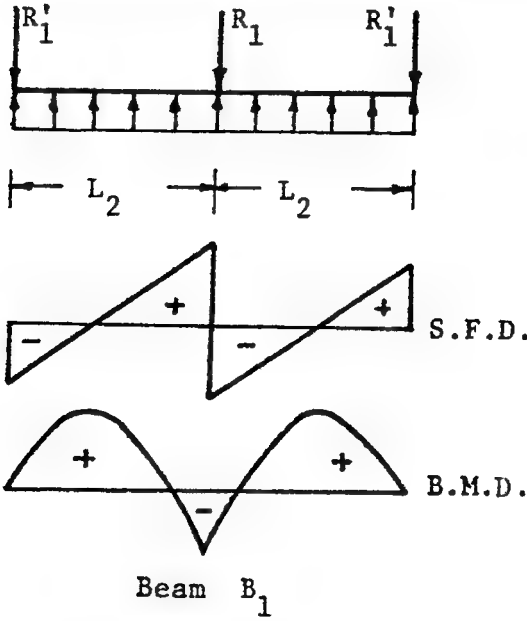
ملحوظة هامة:

فى تصميم كل من البلاطات والكمرات الثانوية والكمرات الرئيسية يتم ضرورة مراعاة الحدود الدنيا لكل من العمق وكمية حديد التسليح المطلوبين والواردة فى الكود المصرى لتصميم تنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة.

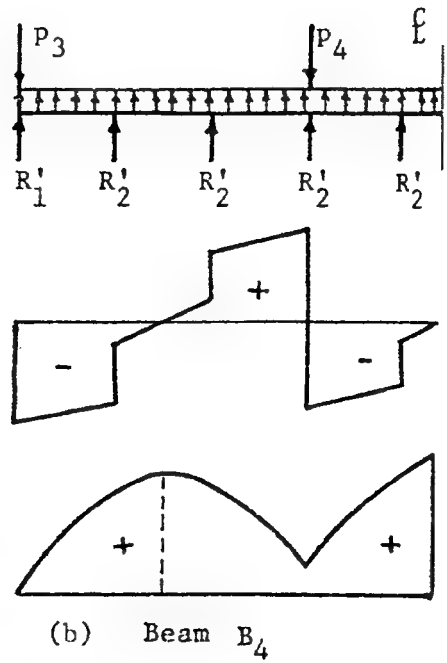
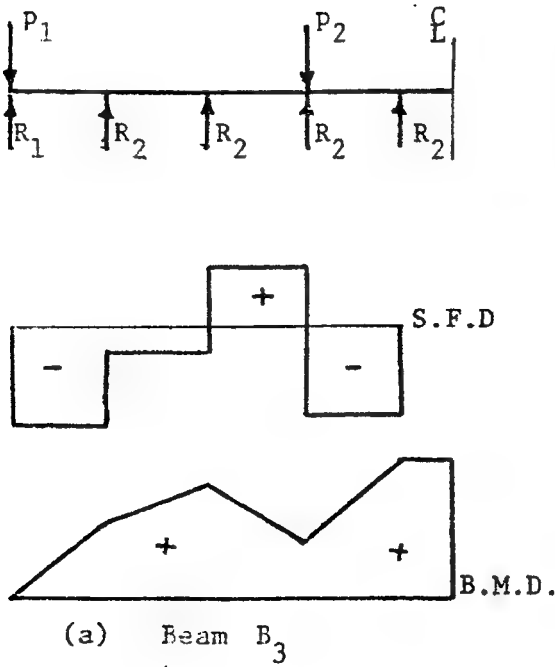


شكل (١١-١٩)

DESIGN OF RAFT OR MAT FOUNDATION



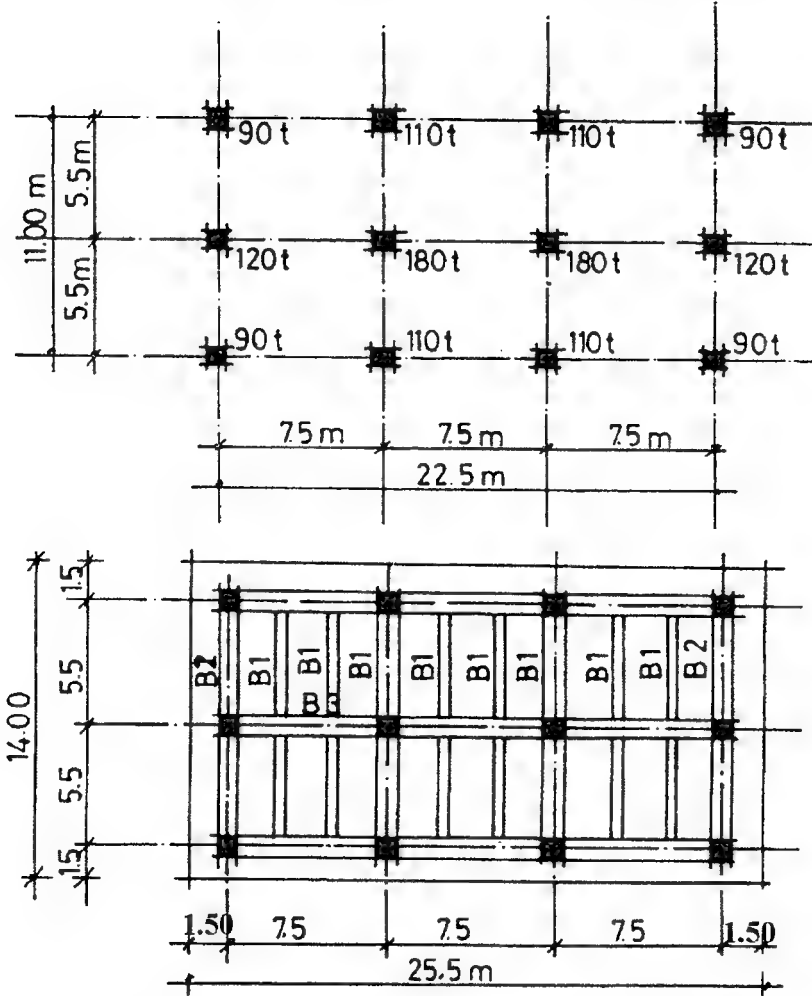
شكل (١١-٢٠)



شكل (١١-٢١)

مثال محلول:

- يبين الشكل التالى (٢٢-١١) مسقط أفقى لمنشأ إطارى والمطلوب تصميم الأساس اللبشة لمقاومة الأحمال الواقعة على الأعمدة المبينة إذا كان :
- قدرة تحمل التربة المسموح بها أسفل الأساسات هى ٠,٤ كجم/سم^٢.
 - قطاعات الأعمدة هى ٥٠ × ٥٠ سم.



شكل (٢٢-١١) المسقط الأفقى للأحمال والأساس اللبشة المقترح

الحل:

- مجموع الأحمال = ١٤٠٠ طن.

$$- \text{المساحة المطلوبة للأساسات} = \frac{\text{الحمل الكلى}}{\text{الإجهاد المسموح به للتربة}} = \frac{1400}{4} = 350 \text{ م}^2$$

- وبفرض الأساس اللبشة بطول وعرض على حدود الأعمدة الخارجية إذن طول اللبشة يعادل $[0,5 + 22,5]$ أى $23,00$ م وعرضها $[11,00 + 0,5]$ أى $11,5$ م أى مساحة اللبشة فى هذه الحالة (على حدود الأعمدة الخارجية) يعادل $23 \times 11,5 = 264,5$ م² وهى أقل من المساحة المطلوبة (350 م²) إذن لا بد وعمل رفرفة لأبعاد اللبشة فيما بعد حدود الأعمدة لكى تفى بهذه المساحة حتى تصبح الإجهادات الواقعة على التربة فى الحدود المسموح بها وبفرض عمل رفرفة قدرها $1,5$ متر فى الاتجاه الطويل من المحاور الخارجية .: طول اللبشة فى هذه الحالة يعادل $[22,5 + 1,5 \times 2]$ أى $25,5$ م وبالتالى عرضها يصبح $13.73 \text{ m} = \frac{350}{25.5}$ أى $14,00$ م أى بررفة فى الاتجاه العرضى قدرها $\frac{11.00 - 14.00}{2} = 1.5 \text{ m}$

وعليه تصبح أبعاد اللبشة الحقيقية هى $25,5 \times 14,00$ م $= 357$ م² وبالتالى أقصى إجهاد تلامس واقع على التربة حقيقى يعادل $\frac{1400}{357} = 3.92 \text{ t/m}^2$ وهو أقل من $4,00$ طن/م² الإجهاد المسموح به.

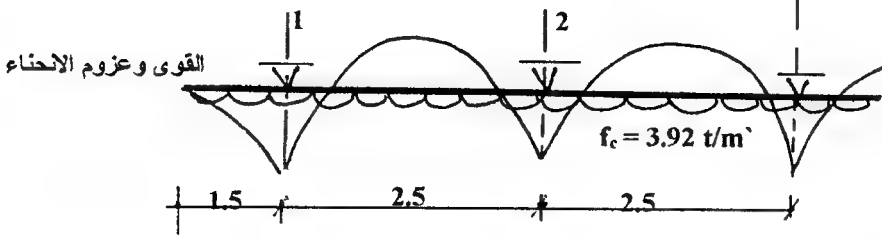
- وباختيار نظام الكمرات والبلاطات المصمتة لللبشة إذن يتم اختيار وعمل كمرات رئيسية تربط بين الأعمدة فى الاتجاهين لتحصر بينهما بلاطات مصمتة بأبعاد $5,5 \times 7,5$ م وهى بلاطات ذات اتجاهين ومساحتها كبيرة الأمر الذى يتطلب تقسيم هذه البلاطات بعمل كمرات ثانوية فى الاتجاه القصير لها ولتكن (B_1) على محاور كل $2,5$ متر وكما هو مبين بالشكل (١١-٢٢) لذلك يتم تصميم هذه العناصر كل على حدة كما يلى :

أولاً : تصميم البلاطة اللبشة:

حيث أن البلاطات هى من نوع ذات الاتجاه الواحد (one way slab) بأبعاد $2,5 \times 5,5$ م وعليه فإن الحمل كله يتوزع فى الاتجاه القصير لهذه البلاطات وباعتبار شريحة طولية عرضها $1,00$ متر من هذه البلاطة ككمرة مرتكزة على الكمرات الثانوية (B_1) والكمرات الرئيسية (B_2) ومعرضة إلى إجهاد من أسفل

DESIGN OF RAFT OR MAT FOUNDATION

إلى أعلى قدره هو الإجهاد الحقيقي الواقع على التربة إجهاد التلامس $f_c = 3.92 \text{ t/m}^2$ وكما هو مبين بالكروكي التالي شكل (١١-٢٣):
 أى أن الاتجاه الطولى (الاتجاه الرئيسى)



شكل (١١-٢٣)

عزوم الانحناء: *

$$M_1 = \frac{f_c \cdot (1.5)^2}{2} = \frac{3.92 \times (1.5)^2}{2} = 4.41 \text{ m.t/m'}$$

$$M_2 = \frac{f_c \cdot (2.5)^2}{12} = \frac{3.92 \times (2.5)^2}{12} = 2.04 \text{ m.t/m'}$$

$$M_3 = \frac{M_1 + M_2}{2} - \frac{f_c \cdot (2.5)^2}{8} = \frac{4.41 + 2.04}{2} - \frac{3.92 \times (2.5)^2}{8} = 3.225 - 3.06 = 0.165 \text{ m.t/m'}$$

$$M_{\min} = \frac{f_c \ell^2}{24} = \frac{3.92 \times (2.5)^2}{24} = 1.02 \text{ m.t}$$

$$\therefore \text{take } M_3 = M_{\min} = 1.02 \text{ m.t/m'}$$

$$\therefore M_{\max} = 4.41 \text{ m.t/m'}$$

تصميم القطاعات: *

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}} = 0.361 \sqrt{\frac{4.41 \times 10^5}{100}} = 23.97 \text{ cm } (\alpha = 0)$$

Sec. 1-1:take $t = 20 \text{ cm}$

$$\therefore 18.5 = k_1 \sqrt{\frac{4.41 \times 10^5}{100}} \rightarrow k_1 = 0.279 \rightarrow \alpha = 0.6 \rightarrow k_2 = 1250$$

$$\therefore A_s = \frac{M}{k_2 d} = \frac{4.41 \times 10^5}{1250 \times 18.5} = 19.07 \text{ cm}^2/\text{m' } \rightarrow (10 \phi 16) / \text{m'}$$

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION

Sec. 2-2: $M = 2.04 \text{ m.t/m'}$

$$\therefore 18.5 = k_1 \sqrt{2.04 \times 10^3} \rightarrow k_1 = 0.41 \rightarrow k_2 = 1248$$

$$\therefore A_s = \frac{2.04 \times 10^5}{1248 \times 18.5} = 8.84 \text{ cm}^2/\text{m'} \rightarrow (7 \phi 13) / \text{m'}$$

Sec. 3-3: $M = 1.02 \text{ m.t/m'}$

$$\therefore 18.5 = k_1 \sqrt{\frac{1.02 \times 10^5}{100}} \rightarrow k_1 = 0.58 \rightarrow k_2 = 1280$$

$$\therefore A_s = \frac{1.02 \times 10^5}{1280 \times 18.5} = 4.31 \text{ cm}^2/\text{m' choose } (6 \phi 10) / \text{m'}$$

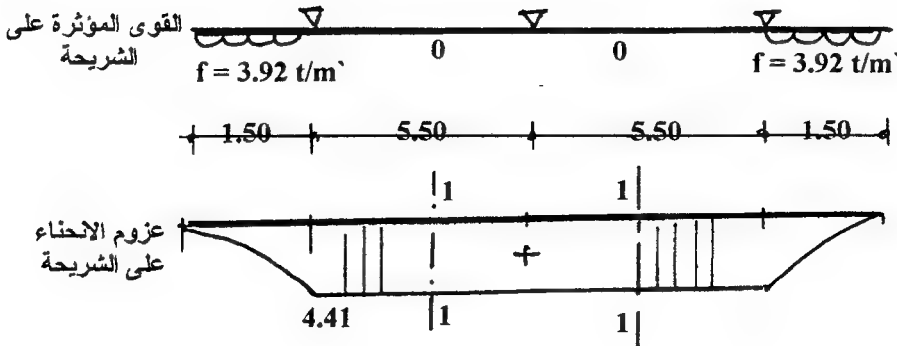
وحيث أن سمك البلاطة أكثر من ١٦ سم إذن لا بد وأن يكون حديد تسليحها في صورة رقتين مع ملاحظة الحد الأدنى وهو :

$$A_{s \min} = 0.0025 \times 18.5 \times 100 = 4.625 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

$$\text{i.e.} \rightarrow (6 \phi 10 / \text{m'})$$

❀ الاتجاه الثانوى (القصير):

وذلك بأخذ شريحة عرضها ١,٠٠ متر فى الاتجاه القصير وهى عبارة عن كمرة ترتكز على الكمرات الرئيسية وذات كابولين فى نهايتها طول كل منهما ١,٠٠ متر ومعرضة إلى حمل موزع قدره ٣,٩٢ طن/م على الكابولى فقط بينما البجور الداخلية ليس عليها أحمال حيث البلاطة ذات اتجاه واحد فى الاتجاه الطويل كما ذكرنا أى :



شكل (١١-٢٤)

* عزوم الانحناء:

$$M_{\max} = M_1 = \frac{3.92 \times (1.5)^2}{2} = 4.41 \text{ m.t/m'}$$

$$\therefore d = t - c - \phi \cong 17.5 \text{ cm}$$

$$\therefore 17.5 = k_1 \sqrt{\frac{4.41 \times 10^5}{100}} \rightarrow k_1 = 0.263 \rightarrow k_2 = 1200$$

$$\therefore A_s = \frac{4.41 \times 10^5}{1200 \times 17.5} = 21.0 \text{ cm}^2/\text{m'} \rightarrow (11 \phi 16) / \text{m'}$$

تصميم الكمرات الثانوية:

* تصميم الكمرات الداخلية (B_1) ، الخارجية (B_2):

الحمل الموزع من أسفل إلى أعلى على الكمرات (B_1) = المسافة من المحور إلى المحور \times قيمة (f_c)

$$= 3.92 \times 2.5 = 9.8 \text{ طن/م'}$$

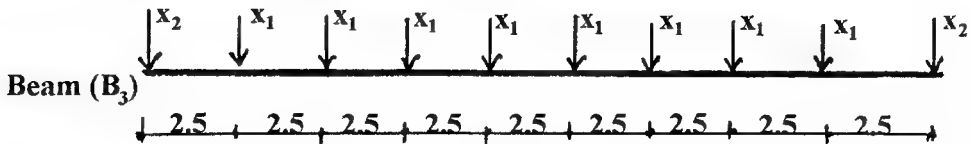
$$= \left(\frac{2.5}{2} + 1.5\right) \times f_c = 10.78 \text{ طن/م'}$$

وبفرض (x_1) ، (x_2) هي قيمة رد فعل الكمرات المركزية للكمرات (B_1) ، (B_2) على التوالي وعليه فإن :

$$\frac{x_1}{x_2} = \frac{9.8}{10.78}$$

$$\text{i.e. } x_1 = 0.91 x_2$$

وبالتعامل مع الكمرات الرئيسية (B_3) والأحمال الواقعة عليها من أعلى ومن أسفل (ردود الأفعال تعادل الأحمال المؤثرة على الأعمدة في هذه الكمرات (B_3)).



شكل (١١-٢٥)

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION

$$\therefore 2x_2 + 8x_1 = 120 + 180 + 180 + 120 = 600$$

$$\therefore 2x_2 + 8 \times 0.91x_2 = 600$$

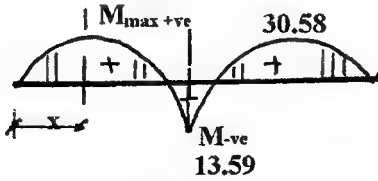
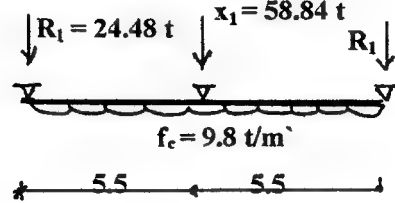
$$\therefore 9.28x_2 = 600 \rightarrow x_2 = 64.66 \text{ (t)} \quad , \quad x_1 = 58.84 \text{ (t)}$$

وعليه فإنه للكمره (B₁) ردود الأفعال الخارجية (R₁) والأوسط يعادل (x₁)

$$2R_1 + 58.84 = 9.8 \times 11$$

$$\therefore R_1 = 24.48 \text{ (t)}$$

عزوم الانحناء: *



شكل (١١-٢٦)

وهذا العزم يسبب شد على السطح العلوى للكمره.

أقصى عزم انحناء سالب عند الركيزة

$$\begin{aligned} \text{i.e. } M_{\max -ve} &= R_1 \times 5.5 - \frac{9.8(5.5)^2}{2} = 24.48 \times 5.5 - 148.23 \\ &= 134.64 - 148.23 = -13.59 \text{ m.t} \end{aligned}$$

وهذا العزم يسبب شد على السطح السفلى للكمره عند الركيزة.

تصميم القطاعات الخرجة: *

Sec. 2-2: $M = M_{\max -ve} = 13.59 \text{ m.t}$, □ sec. , $b = 30 \text{ cm}$

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.265 \sqrt{\frac{13.59 \times 10^5}{30}} = 56.4 \text{ cm} \rightarrow t = 60 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{13.59 \times 10^5}{1200 \times 56} = 20.22 \text{ cm}^2 \rightarrow (6 \phi 22)$$

$$A_s' = 0.2 \times 20.22 = 4.0 \text{ cm}^2 \rightarrow (2 \phi 22)$$

Sec. 1-1: $M = M_{\max +ve} = 30.58 \text{ m.t}$

وهذا القطاع هو قطاع على شكل حرف L حيث البلاطة تقع في منطقة الضغط وبفرض عرض الكمره يعادل ٣٠ سم.

$$\therefore B = b_0 + 16t_s = 30 + 16 \times 20 = 350 \text{ cm}$$

DESIGN OF RAFT OR MAT FOUNDATION

$$\text{or } (-) = 2.5 \text{ m} \quad \text{or } \frac{\ell}{3} = \frac{550}{3} = 183.3$$

$$\text{take } B = 183.3 \text{ cm}$$

$$\therefore Z = 0.135 \sqrt{\frac{M}{B}} = 0.135 \sqrt{\frac{30.58 \times 10^5}{183.3}} = 17.4 \text{ cm} < t_s (20 \text{ cm})$$

$$\therefore 56 = k_1 \sqrt{\frac{30.58 \times 10^5}{183.3}} \rightarrow k_1 = 0.43 \rightarrow f_c = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0, \quad k_2 = 1250$$

$$\therefore A_s = \frac{30.58 \times 10^5}{1250 \times 56} = 43.69 \text{ cm}^2 \quad (12 \phi 22) \text{ mm}$$

التحقق من إجهادات القص: *

يتم رسم منحنى (S.F.D) للكمرة (B₁)

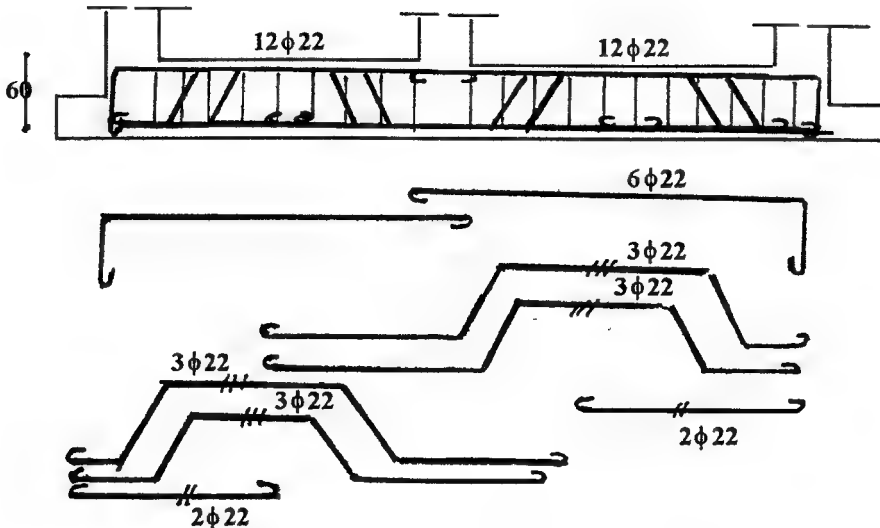
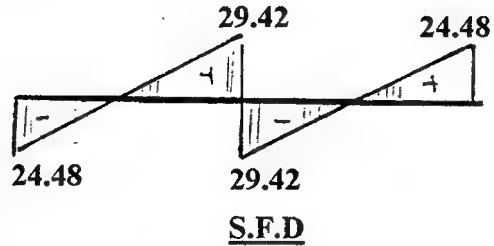
$$\therefore Q_{\max} = 29.42 \text{ t}$$

$$\therefore q_{sh} = \frac{29.42 \times 10^3}{0.87 \times 30 \times 56} = 20.1 \text{ kg/cm}^2 < q_2 \text{ (o.k.)}$$

يتم استخدام كانات $\phi 8$ م مع

حديد مكسح قدره $\phi 6$ ٢٢ مم وكما هو

موضح بالكروكي التالى شكل (١١-٢٧).



شكل (١١-٢٧) تسليح الكمرة B₁

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION

بالنسبة للكمرة الثانوية (B₂):

رد الفعل الأوسط عليها يعادل $x_2 = 64.66$ (t)
 وردود الأفعال الخارجية هي (R_2) يتم اتباع
 نفس الخطوات السابقة في حالة الكمرة
 الثانوية (B₁) كالآتي :

$$\therefore 2 R_2 + 64.44 = 10.78 \times 11$$

$$\rightarrow R_2 = 26.96 \text{ (t)}$$

عزوم الانحناء:

M_{max +ve} at zero shear

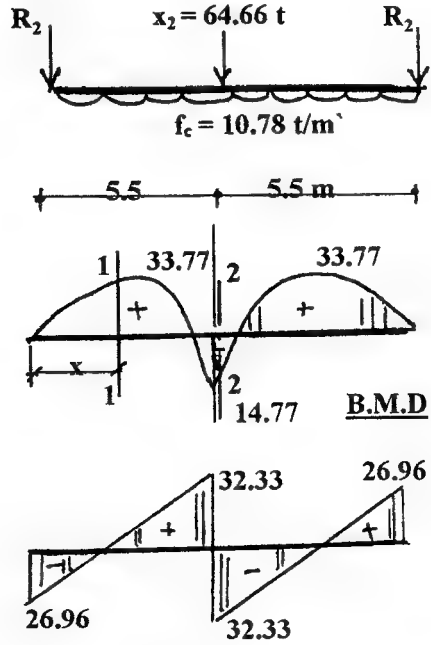
$$\text{i.e. } 26.96 - 10.78 (x) = 0$$

$$\therefore x = 2.5 \text{ ms}$$

$$\begin{aligned} \therefore M_{\max +ve} &= R_2 (x) - \frac{10.78 (x)^2}{2} \\ &= 26.96 \times 2.5 - \frac{10.78 \times (2.5)^2}{2} \\ &= 67.4 - 33.69 = + 33.71 \text{ m.t} \end{aligned}$$

M_{max -ve} at central support

$$\begin{aligned} &= R_2 \times 5.5 - \frac{10.78 (5.5)^2}{2} \\ &= 26.96 \times 5.5 - 163.05 = - 14.77 \text{ m.t} \end{aligned}$$



شكل (١١-٢٨)

تصميم القطاعات الحرجة

Sec. 2-2: Rect. $M = 14.77 \text{ m.t}$, $b = 30 \text{ cm}$

$$\therefore d = 0.265 \sqrt{\frac{14.77 \times 10^5}{30}} = 58.8 \text{ cm} \rightarrow t = 60 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{14.77 \times 10^5}{1200 \times 56} = 21.98 \text{ cm}^2 \rightarrow (6 \phi 22)$$

$$A_s' = (2 \phi 19)$$

Sec. 1-1: $M = M_{\max +ve} = 33.71 \text{ m.t}$, T sec. , $d = 56 \text{ cm}$

$$B = b_0 + 16 t_s \quad \text{or} \quad \text{or} \quad \frac{\ell}{3}$$

take min value of $\frac{\ell}{3}$

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION

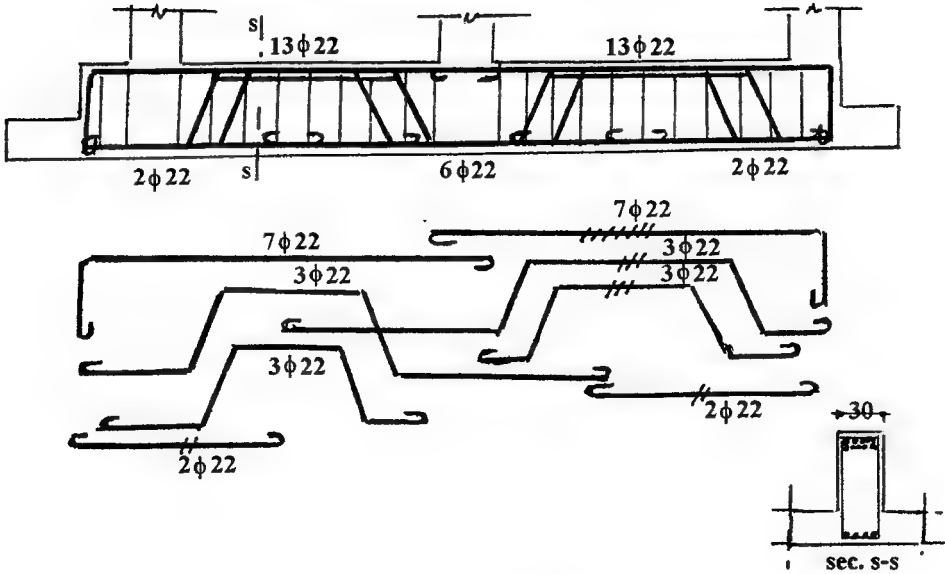
$$B = \frac{5.5}{3} = 183.3 \text{ cm}$$

$$\therefore Z = 0.135 \sqrt{\frac{33.71 \times 10^5}{183.3}} = 18.31 \text{ cm} < t_s \rightarrow \text{take } b = B = 183.3 \text{ cm}$$

$$56 = k_1 \sqrt{\frac{33.71 \times 10^5}{183.3}} \rightarrow k_1 = 0.41 \rightarrow k_2 = 1250$$

$$\therefore A_s = \frac{33.71 \times 10^5}{1250 \times 56} = 48.16 \text{ cm}^2 \rightarrow (13 \phi 22)$$

وعليه يتم تكسيح $22 \phi 6$ مع كانات $5 \phi 8$ م وطبقاً للكروكي التالي
(شكل ١١-٢٩).



شكل (١١-٢٩)

✳ تصميم الكمرة الرئيسية المركزية (B_3):
— الأحمال:

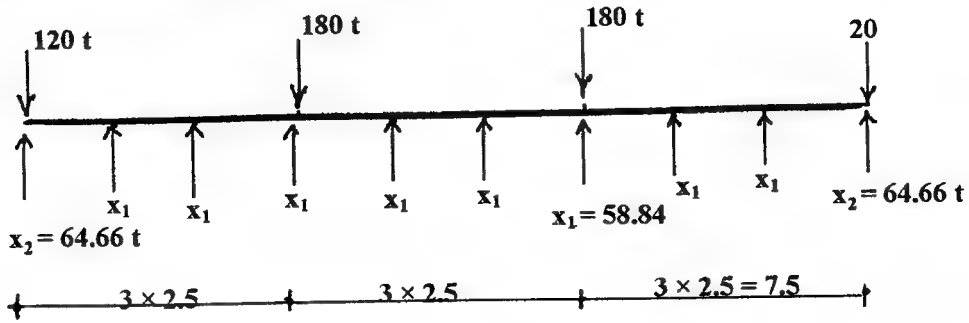
إن هذه الكمرة معرضة إلى الأحمال الواقعة على الأعمدة من أعلى والتي

تتنز مع ردود الأفعال الوسطى (x_1) من الكمرة (B_1) وهي تعادل (t) 58.84

وردد الأفعال الوسطى (x_2) من الكمرتين (B_2) وهي تعادل (t) 64.66

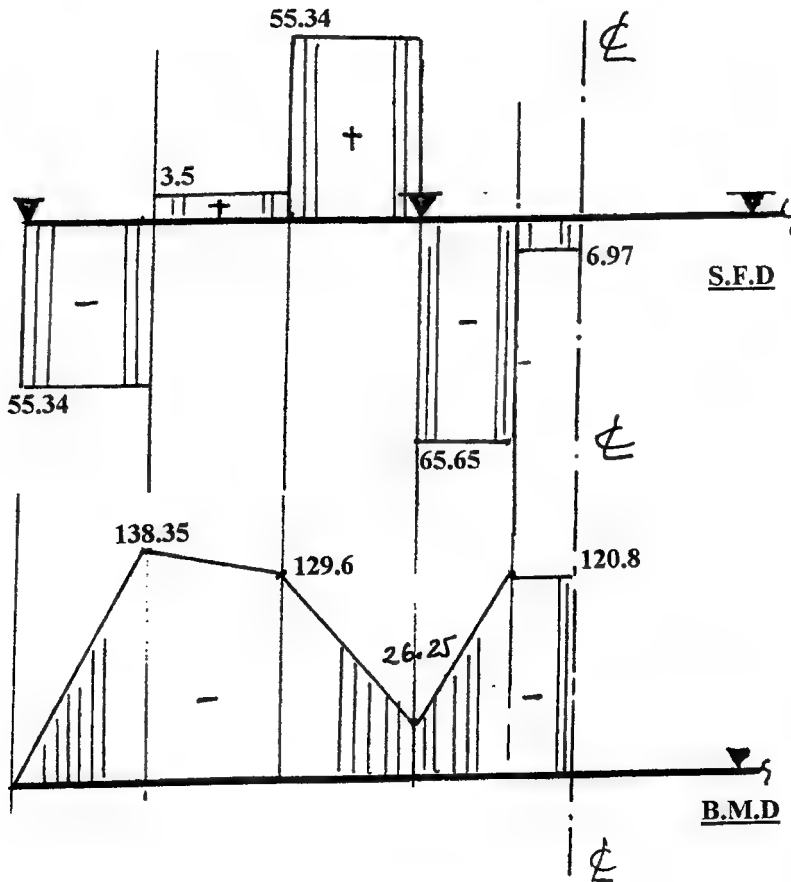
كالاتى :

DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION



شكل (٣٠-١١)

يتم رسم (S.F.D) ، (B.M.D) من هذه الأحمال كالاتى شكل (٣١-١١) :



شكل (٣١-١١)

* تصميم القطاعات الخرجة:

جميع القطاعات على شكل حرف T حيث أن الشد من أعلى هذه الكمرة
وحيث أن القطاع الأوسط هو المعرض لأقصى عزم انحناء (القطاع الحرج) إذن :

$$M_{\max} = 138.35 \text{ m.t} \quad T\text{-sec.} \quad b = \text{width of col.} = 50 \text{ cm}$$

$$\therefore B = b + 16 t_s = 50 + 16 \times 20 = 370 \text{ cm}$$

$$\text{or} \quad - = 550 \text{ cm} \quad \text{or} \quad \frac{\ell}{3} = \frac{750}{3} = 250 \text{ cm}$$

$$\text{take } B = 250 \text{ cm}$$

$$\therefore Z = 0.135 \sqrt{\frac{138.35 \times 10^5}{250}} = 31.76 \text{ cm} > t_s$$

$$\frac{t_s}{Z} = \frac{20}{31.76} = 0.63, \quad \frac{B}{b} = \frac{250}{50} = 5.0 \rightarrow r = 0.88$$

$$B_r = 0.88 \times 250 = 220 \text{ cm}$$

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{138.35 \times 10^5}{220}} = 0.361 \sqrt{\frac{138.35 \times 10^5}{220}} = 85.0 \text{ cm}$$

$$\text{take } t = 100 \text{ cm} \rightarrow d_{\text{act}} = 94 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{138.35 \times 10^5}{1237 \times 94} = 118.98 \text{ cm}^2 \rightarrow 25 \phi 25$$

ويتم وضعها في عدة صفوف

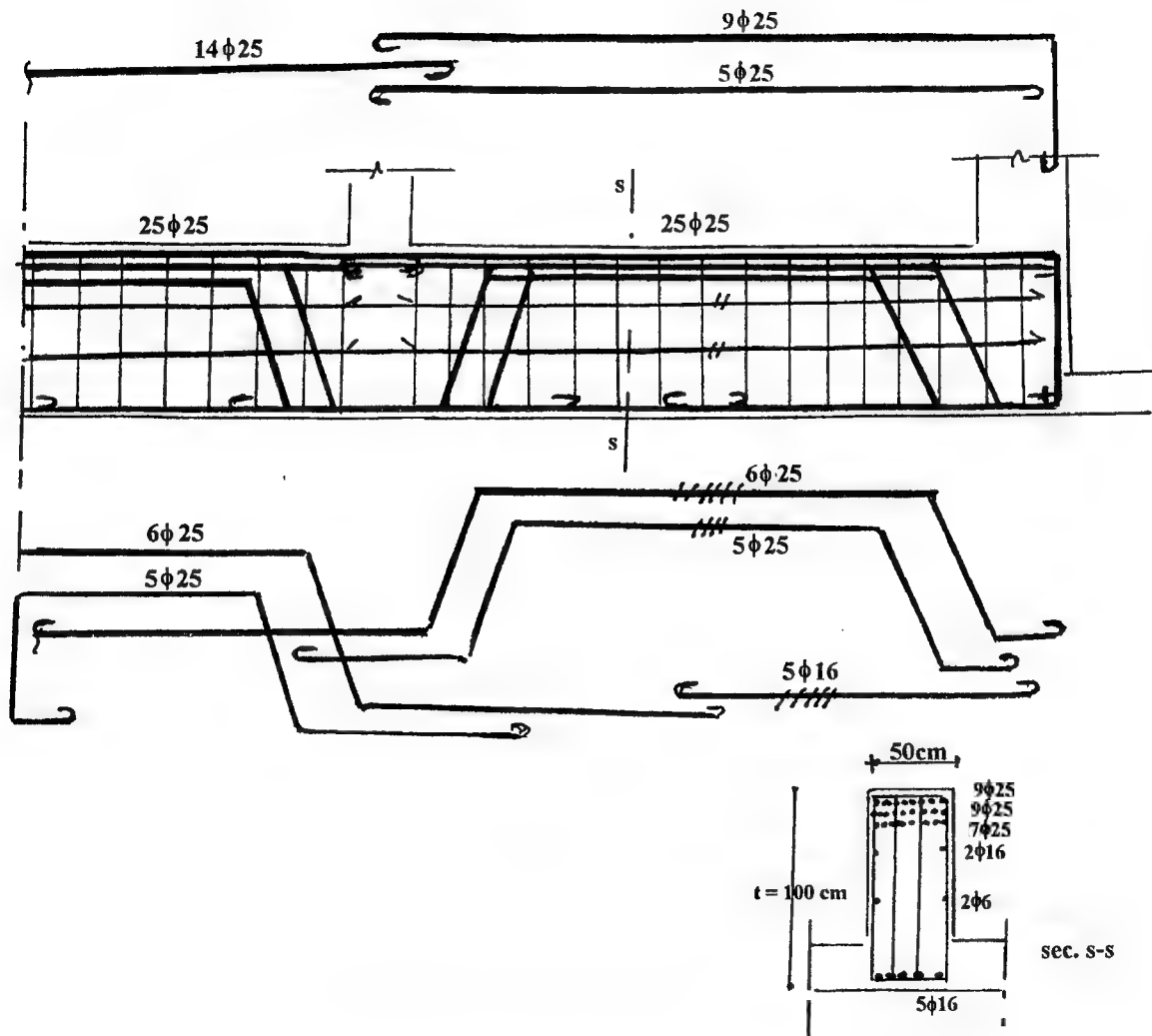
$$A_s' = 0.2 \times 118.98 = 23.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 25$$

على أن يتم أخذ نفس الحديد لباقي قطاعات الكمرة حيث أن العزم كله سالب.

* التحقق من القوى القاصة:

$$q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{0.87 b d} = \frac{65.85 \times 10^3}{0.87 \times 50 \times 94} = 16.1 \text{ kg/cm}^2 < 21 (q_2) \quad (o.k)$$

ولكن يلزم حديد تسليح مكسح نظراً لأنها أكبر من $(q_1 = 6 \text{ kg/cm}^2)$ لذلك يتم
تكسيح حوالى ١٢ سيخ من الحديد الرئيسى وطبقاً لمنحنى الشد القطرى مع
كاتات ٥ ϕ ٨ / ذات أربعة أفرع نظراً لأن عرض الكمرة ٥٠ سم وطبقاً لنموذج
التكسيح التالى المبين بالكروكى (شكل ١١-٣٢).



شكل (١١-٣٢) شكل وتوزيع حديد التسليح

١١-٦ تشييد وتنفيذ اللبشة المسلحة:

عند تنفيذ وتشبيد أساسات اللبشة من الخرسانة المسلحة يجب مراعاة الاشتراطات والبنود التالية :

١- ككل الأساسات الخرسانية المسلحة لا يتم وضعها فوق التربة مباشرة (سواء أكانت التربة مبللة أو جافة) بل يجب صب لبشة من الخرسانة العادية أسفلها وذلك بغرض تسهيل العمل في الموقع عند رص الحديد ومنع المياه الجوفية من الاختلاط بالخرسانة المسلحة لللبشة وغسلها.

٢- فى حالة التربة اللينة المغمورة بالمياه الجوفية عند منسوب التأسيس لا تكون الخرسانة العادية السابق ذكرها كافية لتجهيز الموقع للبشة المسلحة بل يجب فى تلك الحالة استخدام طبقات من تربة الإحلال من الدقشوم المدموك على الناشف أو الزلط أو خليط من الزلط والرمل مع الدمك الجيد بسمك قد يصل إلى ٠,٥ متر وذلك قبل صب الخرسانة العادية وذلك لمنع هروب الخرسانة فى التربة اللينة ولمنع غسل الخرسانة وانفصال مكوناتها بفعل المياه الجوفية مع إهمال طبقة الدقشوم عند حساب قدرة تحمل التربة الطينية اللينة. مع ملاحظة أن طبقات الإحلال لا تكون مؤثرة فى تقليل الإجهادات الواقعة على التربة من الأساسات وذلك فى حالة اللبشة وذلك بالمقارنة بالقواعد المنفصلة التى تكون تربة الإحلال مؤثرة بدرجة كبيرة.

٣- يوصى بزيادة سمك اللبشة المسلحة عند الحواف لحمل الحوائط وأية أحمال أخرى مركزة لتشكل ما يشبه الكمره فى هذه الحالة.

٤- يوصى بضرورة صب الخرسانة الطازجة لللبشة فى مساحات صغيرة عادة فى حدود ٦ × ٦ متر ولا تزيد عن ١٠ × ١٠ م وذلك لتقليل شروخ الانكماش مع ضرورة اختيار وصلات الصب بعناية عند أماكن القص المنخفض والتى غالباً ما تكون قرب منتصف البحور بين الأعمدة مع ترك فترة زمنية تقدر بحوالى ٢٤ ساعة بين صب المساحات المتجاورة، كما يجب أن تكون أسياخ التسليح مستمرة

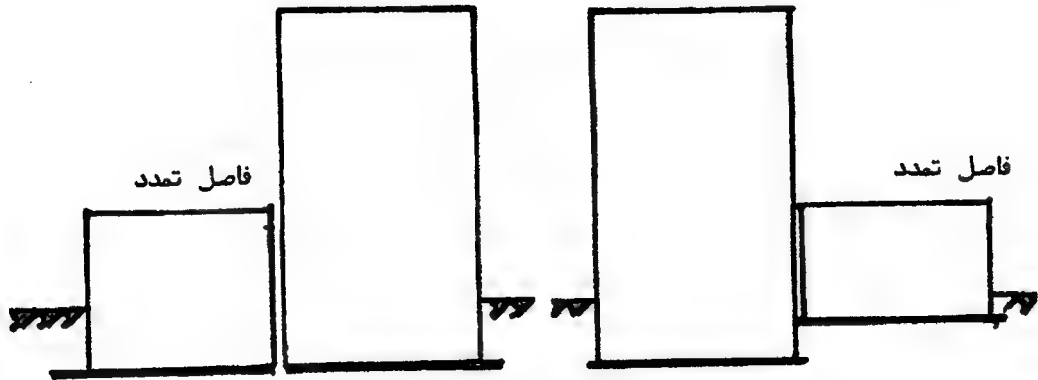
DESIGN OF RAFT OR MAT FONDATION

خلال الوصلة وإذا لزم الأمر يتم عمل وصل للأسياخ بحيث يجب ألا يقل طول الوصلة عن ٥٠ مرة قطر السيخ.

٥- باستخدام الهزازات الميكانيكية وتكثيف الخرسانة حتى تصبح قوية بالدرجة التي تسمح بنقل قوى القص خلال وعبر الوصلات إن وجدت وهو غالباً ما يحدث فى اللبش الخرسانية.

٦- يجب ألا يقل محتوى الأسمنت عن ٣٥٠ كجم/م^٣ مع استخدام الأسمنت المقاوم للكبريتات حسب الظروف البيئية المحيطة بالخرسانة من تربة ومياه جوفية.

٧- يجب مراعاة عمل فواصل هبوط بين جزئى المبنى أو المباني المجاورة أو أجزاء المبنى المتباينة فى الارتفاع وذلك بسبب اختلاف الضغط الواقع من أجزاء المبنى على التربة والذي يؤدي إلى حدوث هبوط نسبى ومختلف ومتباين بين هذه الأجزاء، كما أنه يسمح فى بعض الحالات تغيير منسوب التأسيس لهذه الأجزاء وتبعاً لذلك فإن فواصل الهبوط هذه يتبعها فواصل تمدد للمنشأ أو الهيكل الخرساني فوق سطح الأرض كما هو مبين بالشكل (١١-٣٣).



شكل (١١-٣٣) فواصل الهبوط والتمدد للمباني المتغيرة الارتفاع



١-١٢ مقدمة وتعريف:

يمكن تعريف الأساسات العميقة بأنها تلك الأساسات ذات العمق الكبير والتي فيها تكون نسبة عمق الأساس إلى طول ضلعه الأصغر أكبر من ثلاثة $\left(\frac{D_f}{B} > 3\right)$ وبحيث لا يقل عمق الأساس (D_f) عن ٤,٠٠ متر حيث (D_f) هو عمق الأساس ويقصد به أقل مسافة بين مستوى التأسيس والمنسوب النهائي لسطح الأرض.

٢-١٢ استخدامات الأساسات العميقة:

- بصفة عامة تستخدم الأساسات العميقة في الحالات التالية :
- ١- عندما تكون الطبقات الملائمة للتأسيس على عمق كبير من سطح الأرض وأن جميع الطبقات التي تعلوها غير صالحة للتأسيس عليها وغير آمنة حيث أنها تفي بمعادلات الأمان المطلوبة من ناحية الإجهادات القصوى أو المسموح بها أو الهبوط للمنشأ.
 - ٢- عندما تتطلب الدراسة الاقتصادية هذا النوع من الأساسات وذلك كما هو الحال عند تعذر تنفيذ الأساسات الضحلة أو السطحية لما تتطلبه هذه النوعية من الأساسات من تخفيض في منسوب المياه الأرضية لأعماق كبيرة وما يتبع ذلك من مشاكل في التنفيذ.
 - ٣- في المواقع التي تتعرض طبقاتها العلوية للنحر أو للتطهير أو الحفر وذلك ضماناً لسلامة اتزان وأمان المنشأ مستقبلاً.
 - ٤- عندما تتطلب الحالة ضمان وسلامة واتزان المباني المجاورة عند وأثناء التنفيذ.
 - ٥- في حالة المنشآت التي تحتاج في تصميمها لضغط تربة جانبي لاتزانها.

ملحوظة هامة:

هنا يجب التنويه إلى أنه قبل اتخاذ قرار باستخدام أي من أنواع الأساسات العميقة يجب ضرورة عمل دراسة شاملة ووافية للتأكد من أنه لا يمكن التأسيس

على أى نوع من أنواع الأساسات الضحلة وذلك تجنباً للتكاليف الزائدة للأساسات العميقة بالمقارنة بتكاليف الأساسات الضحلة ناهيك عن الصعوبات التى تصاحب عملية تنفيذ الأساسات العميقة.

١٢-٣ أنواع الأساسات العميقة:

توجد عدة أنواع من الأساسات العميقة والتى تتضمن منها الأنواع التالية :

- الخوازيق.
- القيسونات.
- الدعائم.
- الآبار الإسكندرانى.

١٢-٣-١ الخوازيق (Piles):

- هى عبارة عن عناصر إنشائية نحيفة ذات كفاءة تحميل محورى عالية - عادة ما تزيد نسبة طولها إلى قطرها عن حوالى ١٠ ($\frac{l}{d} > 10$) وتتراوح أقطارها ما بين ٣٠ سم ، ١٥٠ سم أو أكثر وأطوالها من ٤,٠٠ متر فأكثر وقد تصل إلى حوالى ٦٠ متر فى بعض الحالات الخاصة وهذه العناصر الإنشائية يتطلب تنفيذها بصفة عامة معدات ميكانيكية مختلفة.
- الخوازيق إما سابقة التصنيع حيث يمكن تثبيتها فى التربة عن طريق الاختراق (إما بالدق أو البرم أو الضغط) أو تنفذ فى مكانها إما بوسائل الحفر والتفريغ أو الدق.

١٢-٣-٢ القيسونات (Caissons):

- هى أساسات ذات مقاسات كبيرة وهى عبارة عن أسطوانية أو صندوقية ذات خلية واحدة أو عدة خلايا لها حوائط من الخرسانة المسلحة أو الصلب أو الحديد الزهر.
- تستخدم القيسونات عادة وسط المسطحات المائية أو تحت منسوب المياه الأرضية لنقل الأحمال الكبيرة من الكبارى والمنشآت المشابهة إلى طبقات التربة أو الصخر الصالح للتأسيس والموجودة على أعماق عميقة.
- تصنع القيسونات جزئياً أو كلياً خارج الموقع (مكان التأسيس) ويتم تثبيتها فى مكانها بالتفريغ أو الحفر حيث أنها ترتكز عادة تحت منسوب المياه الجوفية

كما ذكرنا بعاليه حيث يتم الحفر وتنفيذ أجسام هذه القيسونات داخل غرف مفتوحة أو مغلقة قد تكون مزودة بإمكانية التحكم فى ضغط الهواء بداخلها.

١٢-٣-٣ الدعائم:

- وهى أساسات لها مقاسات كبيرة نسبياً تنفذ بالحفر اليدوى أو الميكانيكى ولكن بدون تغويص وتكون بغلاف أو بدون غلاف.
- هذا ويمكن أن يجفف المكان حول الدعائم مع تنفيذها داخل شدات كما فى دعائم الكبارى.
- تصنع الدعائم من كتل حجرية قوية أو خرسانة عادية ذات كفاءة خاصة أو خرسانة مسلحة.

١٢-٣-٤ الآبار الإسكندرانى (Alexandre Piers):

- هى عبارة عن عناصر إنشائية يتم تنفيذها تحت منسوب قاع القواعد المسلحة.
- نسبة طولها إلى قطرها أو ما يكافئه $\left(\frac{L}{d} < 10\right)$ والقطر لا يقل بصفة عامة عن ١,٥ م.
- تستعمل محلياً فى المناطق الجافة (عدم وجود مياه أرضية).
- يتم تنفيذ البئر يدوياً وبدون سند للجوانب إلا فى بعض الأحوال النادرة.
- يتم ملئ جسم البئر إما باستخدام خرسانة عادية فقيرة فى الأسمنت أو رمل مثبت أو طبقات مدكوكة من الرمل والزلط.

١٢-٤ اختيار نوع الأساس العميق المناسب:

★ تتم المفاضلة عند اختيار أحد الأنواع السابقة الواردة فى البند (٣) عند ملائمة جميعها كأساسات عميقة على أساس النوع الأكثر اقتصاداً فى التكاليف وفى فترة التنفيذ.

★ وبصفة عامة تكون الأساسات الخازوقية ذات الأقطار العادية (٣٠ - ٦٠ سم) أكثر ملائمة فى حالة الأساسات ذات الحمولات الخفيفة نسبياً والكثيرة العدد، بينما يكون التأسيس على خوازيق التثقيب ذات الأقطار الكبيرة (أكبر من ٦٠ سم) أو القيسونات أو الدعائم أكثر ملائمة للحمولات العالية القيمة والقليلة العدد مثل منشآت الكبارى الرئيسية ذات البحور الواسعة.

٥-١٣ الأساسات الخازوقية:

١-٥-١٢ مقدمة:

إن الوظيفة الأساسية للخوازيق هي نقل الأحمال إلى الطبقات السفلى القادرة على تحمل هذه الأحمال بمعامل أمان كافى وبحيث لا تخل قيم الهبوط المناظرة لحمل التشغيل المنقول إلى هذه الخوازيق بوظائف المنشأ.

١-٥-١٥ تصنيف الخوازيق (Classification of Piles):

يمكن تصنيف وتقسيم الخوازيق إلى عدة أنواع حسب الآتى :

١-٥-١٢-١ بالنسبة لقدرة الخوازيق على مقاومة الأحمال الواقعة

عليها:

أ (خوازيق الاحتكاك (Friction Piles):

• كما هو معروف فإن جميع أنواع الخوازيق تكتسب قدرتها على الحمل من خلال تضامن كلا من مقاومة الاحتكاك على طول جوانبها الملاصقة للتربة بجانب مقاومتها للارتكاز عند قواعدها أى نقط ارتكازها.

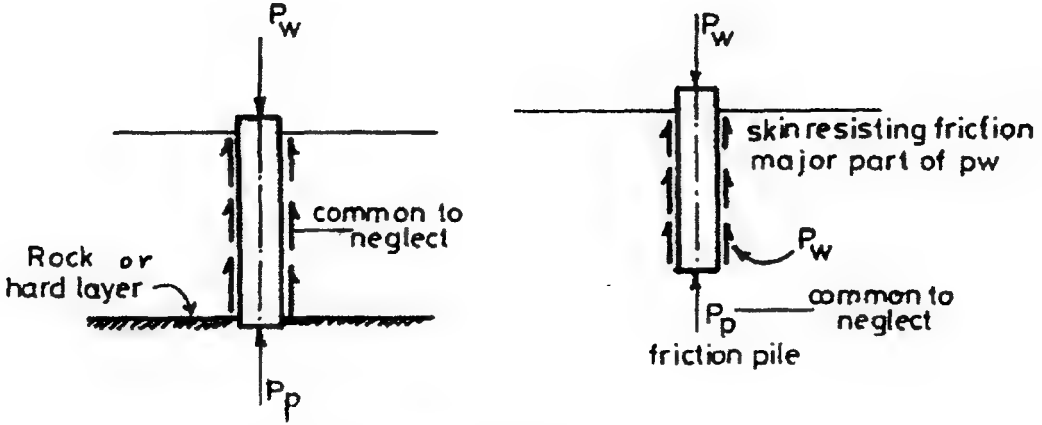
• فى حالة خوازيق الاحتكاك تنتقل الأحمال الواقعة على الأعمدة إلى التربة من خلال الخوازيق عن طريق مقاومتها للاحتكاك للتربة مع إهمال مقاومتها للارتكاز لصغرها بالمقارنة لمقاومتها للاحتكاك، وهذا النوع من الخوازيق غالباً ما يسود فى الخوازيق المنفذة فى طبقات الطين والطينى وكما هو مبين بالشكل (١-١٢).

ب (خوازيق الارتكاز (End Bearing Piles):

وهذا النوع من الخوازيق تنتقل الأحمال الواقعة على الأعمدة إلى التربة من خلال الخوازيق عن طريق مقاومتها للارتكاز على طبقات التربة مع إهمال مقاومتها للاحتكاك لصغرها بالمقارنة بمقاومة الارتكاز، وهذا النوع من الخوازيق غالباً ما يسود فى الخوازيق التى تنتهى فى أو ترتكز على طبقة قوية مثل الزلط أو الرمل الكثيف أو الطين الصلب أو على الصخر.

ج) خوازيق الاحتكاك والارتكاز معاً:

وهى الخوازيق التى تنقل الأحمال الواقعة على الأعمدة إلى التربة من خلال تضامن كلاً من مقاومة الاحتكاك ومقاومة الارتكاز معاً ويسود هذا النوع فى الخوازيق التى تنفذ خلال طبقات الطين والطينى والرمل المتوسط المقاومة.



شكل (١-١٢) خوازيق الاحتكاك وخوازيق الارتكاز

١٢-١-٥-٢ بالنسبة لطريقة الإنشاء:

يمكن تقسيم الخوازيق بالنسبة لطريقة إنشائها إلى نوعين رئيسيين.

i - الخوازيق المنشأة بطريقة الإزاحة بالاختراق (Driven piles)

(بالدق - بالضغط - بالبرم):

وهذا النوع من الخوازيق ينفذ عادة بثقب الأرض بالعمق والقطر المطلوبين بواسطة دق مواسير من الحديد ثم ملئ هذا الثقب بالخرسانة أو دق خوازيق خرسانية مسلحة سابقة التجهيز أو سابقة الصب فى التربة.

ii - الخوازيق المنشأة بالتثقيب (التفريغ):

ينفذ هذا النوع من الخوازيق بعمل حفرة فى الأرض للمنسوب المحدد من قبل ويشغل الخازوق الفراغ الناتج عن التربة المستخرجة أو بالحفر البريمى المستمر.

١٢-٥-١-٣ بالنسبة لنوع مادة الخازوق:

توجد أنواع مختلفة للخوازيق طبقاً لنوع مادة الخازوق تتلخص فى الآتى:

(أ) الخوازيق الخشبية:

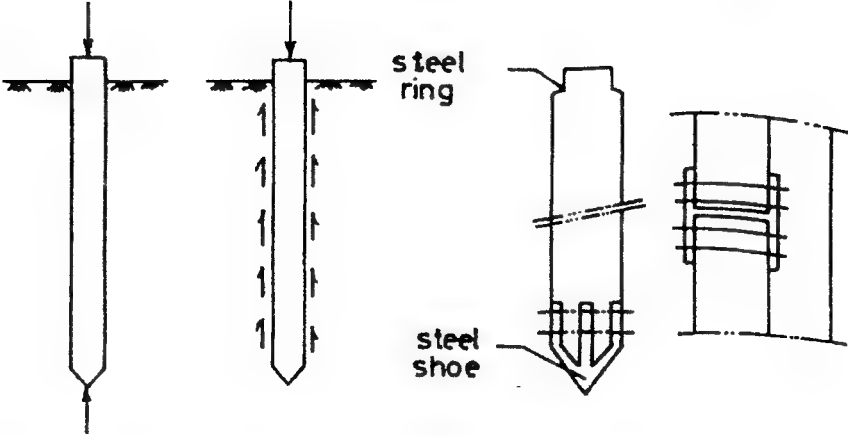
- غالباً ما تستخدم الخوازيق الخشبية فى مصر فى أعمال الدمسات أو كدعامات لحماية المنشآت المائية ونادراً ما تستخدم كأساسات فى أعمال المبانى. ولا يجوز استعمال الخوازيق الخشبية تحت المنشآت التى تبعث منها الحرارة الشديدة كالأفران حيث أنها حساسة للحرارة.
- عند استخدام الخوازيق الخشبية فى المنشآت المائية فإنها تكون معرضة للتلف من جراء تعرضه لهجوم الأحياء المائية أو الحريق ولذلك يجب حمايته بالمعالجة المناسبة بالدهان أو الحقن وذلك لزيادة عمره الافتراضى. ويجب فحص الخوازيق عند اختيارها وقبل معالجتها واستبعاد الخوازيق التى بها عيوب.
- يفضل ألا تقل نسبة الرطوبة بالخوازيق الخشبية عن ٢٠% وألا تزيد عن ٥٠%.
- أن يكون خشب الخوازيق من النوع الجيد مثل الخشب العزيرى.
- يجب أن تتراوح أبعاد قطاعات الخوازيق الخشبية من ١٥ سم إلى ٥٠ سم (قطر الدائرة أو الضلع المربع) وقد يصل طول الخازوق منها إلى ٢٠ متر على أن يكون قطاعها منتظماً أو مسلوياً، هذا ويجب ألا يقل قطر الخوازيق الدائرية عن ١٥ سم عند أسفلها وعن ٢٨ سم على بُعد ٦٠ سم من قمته العليا بعد إزالة الأجزاء الزائدة منها. أما إذا كانت الخوازيق مربعة المقطع وجب ألا يقل مقطعها عن ٢٥ × ٢٥ سم على كامل طولها.
- يجب أن يزود أسفل الخازوق بكعب مدبب من الحديد أو الصلب وأن يوضع طوق من الصلب حول رأس الخازوق للمحافظة عليه أثناء عملية الدق (شكل ١٢-٢).
- يمكن زيادة طول الخازوق الخشبى بوصله بأطوال أخرى من نفس المقطع على أن يتم عمل الوصلة من قطاعات معدنية أو خشبية بمقاسات مناسبة بحيث تتحمل الإجهادات التى تتعرض لها بأمان تام.

• يجب ألا تتعدى الإجهادات فى مقطع الخازوق الناتجة عن الدق أو عن التحميل جهد التشغيل المسموح به لنوع الخشب المستعمل وفقاً لما هو وارد فى الجدول التالى (١٢-١) مع مراعاة أخذ تأثير الانبعاج إن وجد فى الاعتبار، مع مراعاة أن سعة تحمل الخوازيق الخشبية غالباً تتراوح ما بين ١٥ - ٢٥ طن لحالات التربة العادية.

جدول (١٢-١) إجهاد التشغيل المسموح به للضغط للخشب فى اتجاه موازى للألياف

نوع الخشب المستعمل كخازوق	الجهد المسموح به (كجم/سم ^٢)
الخشب العيزى (Pitch Pine) أو ما يماثله	٤٠
الخشب البلوط (Oak) أو ما يماثله	٥٤

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يتم توريد الخوازيق الخشبية للموقع بأطوال تزيد على الأطوال المقدرة بتقرير الجسات وخوازيق التجربة بما لا يقل عن ٥٠ سم، وبعد دقها تزال منها الأطوال الزائدة أو التى تكون قد تأثرت بالدق.



شكل (١٢-٢) كيفية وصل الخوازيق الخشبية وتجهيزها بتثبيتها بكعب وطوق

ب) الخوازيق الحديدية:

• وهذا النوع من الخوازيق من الحديد فقط وهى من الصلب المدرفل ذات قطاعات على شكل (H) أو على هيئة قضبان مربعة أو مستطيلة أو وذات

قطاع مستدير (ماسورة مفتوحة أو مسدودة من نهايتها السفلى) وتشمل كذلك هذه الخوازيق ما يسمى بالخوازيق البريمية.

- من مميزات هذا النوع من الخوازيق أنها ذات متانة عالية ويمكن لحامها قبل أو أثناء تنفيذها ولكن من عيوبها أنها تتعرض للصدأ ومن ثم للتآكل خصوصاً الجزء الذى به الهامة مباشرة عندما تكون التربة مفككة غير متماسكة أو فى الجزء من التربة قرب الحد الفاصل بين الماء والهواء.

✱ خوازيق الصلب المدرفل:

- تكون قطاعات هذه الخوازيق إما مسحوبة (Rolled) أو مركبة (Composite) ومصنوعة خصيصاً لتستعمل كخوازيق حاملة وغالباً ما يكون القطاع على شكل حرف (H) من النوع العريض [عرض وسمك الشفة والعصب متماثلين].
- هذا ويجب العناية بضرورة تقوية نهاية الخازوق السفلى لمنع كسرها أو تغيير مسارها أثناء الدق وذلك فى الأرض شديدة الصلابة.
- يستخدم هذا النوع غالباً كحوائط سائدة وفى أعمال الكبارى كدعامات.

✱ خوازيق حديدية ذات مقطع مستدير (مواسير):

- وهذا النوع من الخوازيق عبارة عن مواسير حديدية ذات مقطع مستدير بأقطار وتخانات متعددة يمكن أن يصل قطر الماسورة فى الخوازيق ذات القطاع المفتوح إلى ثلاثة أمتار وسمك جدارها إلى ٧٥ مم فى حالة استخدامها فى المنشآت المائية.
- غالباً ما تصنع مثل هذا النوع من الخوازيق باللحام على أن يتم دقها فى التربة إما بنهايات مفتوحة أو نهايات مسدودة، وبصفة عامة يتم ملئ هذه المواسير بالخرسانة.

✱ الخوازيق البريمية:

- وهى عبارة عن خوازيق ذات قطاع مستدير مزودة بحلزون من لوح صلب ملحوم حول أسفل الماسورة وغالباً ما تستخدم فى أنواع التربة الضعيفة، والغرض من الحلزون هو زيادة مساحة التحميل بما يزيد من سعة تحميل الخازوق.

☆ الاحتياطات الواجب مراعاتها في الخوازيق الحديدية:

- ١- يجب حماية الخوازيق بطلائها ودهانها بطريقة مناسبة أو زيادة مساحة مقطعها لتعويض ما ينتظر أن يفقد بالتآكل وذلك في الحالات التي من المحتمل أن تتعرض لها الخوازيق الحديدية بتآكلها بفعل التربة حولها أو بفعل المياه الأرضية.
- ٢- يجب أيضاً حماية الخوازيق إما بالتأثير عليها بتيار سالب (معاكس) أو بزيادة مقطعها لتعويض الفقد فيه وذلك في الحالات التي من المحتمل أن تتعرض الخوازيق الحديدية لتآكل نتيجة لتأثير تيارات كهربائية.
- ٣- يجب ملئ المواسير الحديدية (خوازيق المواسير) الدائرية بالخرسانة بعد إدخالها في الأرض.
- ٤- يجب ألا تتعدى الإجهادات في مقطع الخازوق الناتجة عن الدق أو عن التحميل جهد التشغيل المسموح به لنوع الحديد المستعمل وفقاً للكود المصرى للمنشآت والكبارى المعدنية مع مراعاة تأثير خاصية الإنبعاج إن وجدت وذلك طبقاً لما هو وارد في الجدول (١٢-٦).
- ٥- يمكن زيادة طول الخازوق الحديد وذلك بوصله بأطوال أخرى من نفس نوع مادة ومقطع الخازوق على أن يتم تصميم الوصلة بحيث تتحمل إجهادات الرفع والنقل والدق والأحمال النهائية الواقعة على الخازوق بأمان تام.
- ٦- فى حالة ملئ المواسير الحديدية بالخرسانة واشتراك الخرسانة هذه فى مقاومة الأحمال الواقعة على الخازوق يجب ألا يقل محتوى الأسمنت فى الخرسانة عن ٣٥٠ كجم/م^٣ مع مراعاة الاشتراطات الخاصة الواردة فى الخوازيق الخرسانية.
- ٧- بالإضافة إلى ما سبق يجب مراعاة الآتى بالنسبة للخوازيق البريمية :
 - يجب حساب قوة تحمل الخوازيق البريمية عن طريق الارتكاز فقط.
 - يجب تصنيع البريمة من الحديد الزهر أو الصلب الملحوم ويمكن تصنيع جسم الخازوق من الصلب الطرى وطبقاً للمواصفات الخاصة لكل نوع.
 - عند استخدام الخرسانة المسلحة فى الخوازيق البريمية يجب مراعاة الاشتراطات الخاصة بالخرسانة الواردة تحت بند الخوازيق الخرسانية.

جـ (الخوازيق الخرسانية:

وهذا النوع من الخوازيق يمكن تقسيمه إلى النوعين السابق الإشارة إليهما فى البند ٥-١-٢ حسب طريقة تنفيذهما وبناء على ذلك يتم تقسيم الخوازيق الخرسانية إلى ما يلى :

i - الخوازيق الخرسانية المصبوبة فى مكانها (Driven Cast-in-place Piles)

يتم هذا النوع عن طريق دق مواسير من الحديد ذات نهاية مقفلة أو مفتوحة وذلك بعمل ثقب فى الأرض حتى العمق المطلوب ثم يتم ملئ هذا الثقب بالخرسانة وهذا النوع ينقسم إلى نوعين رئيسيين: أحدهما تترك فيه الماسورة فى الأرض وتملئ بالخرسانة والآخر تسحب فيه الماسورة خارجاً أثناء صب الخرسانة.

١- الخوازيق الخرسانية المصبوبة فى مكانها باستعمال ماسورة مؤقتة:

وفى هذا النوع يتم دق الماسورة ذات النهاية المقفلة أو المفتوحة.

✻ فى حالة الماسورة ذات النهاية المقفلة:

تكون الماسورة مسدودة بكعب حديدى (مسطح أو مخروطى الشكل) يترك فى الأرض عند سحب الماسورة وهذا بدوره يعمل على بقاء الماسورة نظيفة من التربة والمياه. يتم الدق على الماسورة حتى تصل إلى العمق المطلوب ثم يبدأ فى إنزال قفص حديد التسليح وتصب الخرسانة بينما تسحب الماسورة على أن يتم تكثيف الخرسانة بأى طريقة مناسبة.

✻ فى حالة الماسورة ذات النهاية المفتوحة:

يتم عمل سدادة داخل الماسورة من خليط من الزلط والرمل والأسمنت المحتوى على نسبة قليلة جداً من الماء، ويتم إنزال الماسورة باستعمال دقاق (مطرقة) على السدادة وعند الوصول إلى عمق التأسيس تدفع السدادة خارج

الماسورة لتكون ركيزة متضخمة (enlarged base) أسفل الماسورة ويتم ذلك عن طريق الدق الشد على السدادة مع إضافة خرسانة جافة. عندئذ يوضع القفص الحديدي الذي يلتحم بالركيزة السفلى بأن يوضع قليل من المونة تضغط بالدقاق (المطرقة) ثم يتم سحب الماسورة بينما الخرسانة بداخلها. وأثناء السحب والصب يجب ضغط الخرسانة بالدقاق. وفي قليل من الأحيان يتم دق الماسورة داخل الأرض بواسطة دقاق ويتم تفريغ التربة داخلها ثم تصب الخرسانة داخل الماسورة أثناء سحبها من الأرض.

٢- الخوازيق الخرسانية المصبوبة في مكانها باستعمال ماسورة دائمة:

وهذا النوع من الخوازيق يتم تنفيذه عن طريق دفع ماسورة في تجويف منشأ مسبقاً في الأرض أو دق الماسورة في الأرض. يمكن استخدام ماسورة مفتوحة في نهايتها والتي يتم دفعها في الأرض بواسطة دقاق من أعلى الماسورة، وفي هذه الحالة يجب ضرورة تنظيف الماسورة تماماً من التربة التي تملؤها. كما يمكن استخدام ماسورة مسدودة في نهايتها تدفع عادة بواسطة دقاق يعمل داخل الماسورة بالدق على قاعدتها المصنوعة من الصلب ذي السمك المناسب لتحمل إجهادات الدق مع ملاحظة ضرورة الاعتناء بتصميم الاتصال بين القاعدة وأسفل الماسورة لضمان عدم حدوث انفصال بين القاعدة وجسم الماسورة أو تسرب المياه الأرضية داخل الماسورة.

يتم صنع الماسورة من أحجام وأشكال مختلفة مثل القطاع الثابت المقطع أو القطاع المتدرج المسلوب ويمكن أن يصل طول الماسورة إلى ٤٠ متر حسب المعدات المستخدمة. وفي حالة الحاجة إلى أطوال أكبر يمكن لحام أجزاء مع بعضها أو استعمال وصلات خاصة.

❖ الاشتراطات الواجب مراعاتها في الخوازيق الخرسانية المصبوبة في مكانها:

- ١- عند عمل وتنفيذ خوازيق خرسانية مصبوبة في مكانها باستعمال مواسير من الصلب مسدودة بكعب في أسفلها - يجب أن يصمم الكعب بحيث يستطيع مقاومة المواد الصلبة التي قد تعترضه وأن يثبت هذا الكعب

بطريقة تضمن عدم انفصاله عنها أثناء الدق وعدم تسرب المياه الأرضية إلى المواسير.

٢- عند عمل وتنفيذ خوازيق مصبوبة في مكانها باستعمال مواسير من الصلب مفتوحة في نهايتها - يجب التأكد في هذه الحالة من عدم حدوث فوارق للتربة قبل البدء في صب الخرسانة الخاصة بالخوازيق كما يجب التأكد من نظافة الماسورة من الداخل.

٣- يجب التأكد من ملئ الخرسانة لكامل حجم الخازوق خاصة في الأنواع التي تسحب فيها المواسير وذلك بالملاحظة الدائمة أثناء التنفيذ لكمية الخرسانة المستعملة مع مقارنتها بالحجم النظري لفرغ الخازوق.

٤- يجب أن يتم صب الخرسانة داخل المواسير بطريقة لا تتفصل بها مكونات الخرسانة. وقبل سحب الماسورة إلى أعلى يجب أن يكون ارتفاع الخرسانة داخلها كافياً لمنع دخول التربة والمياه الأرضية واختلاطها بالخرسانة.

٥- في حالة الخوازيق الخرسانية المنفذة بطريقة الدق والتي ينتج عنها إزاحات حجمية كبيرة تسبب حركة رأسية لأعلى (heaving) للخوازيق المجاورة يجب ضرورة رصد منسوب أعلى الخوازيق التي تم تنفيذها دورياً وإعادة الدق عليها مع إضافة خوازيق أخرى إذا تطلب الأمر ذلك.

٦- في حالة الخوازيق الخرسانية المنفذة بطريقة الدق يجب مراعاة عدم دق خازوق على مقربة من خازوق آخر لم تتصلد خرسانته بعد لتلافى حدوث انبعاج في جسم الخازوق السابق دقه وخروج خرسانة منه للتربة. وغالباً ما تتوقف المسافة الآمنة بين الخازوق الجارى دقه وأقرب خازوق لم تتصلد خرسانته بعد على حجم التربة المزاحة أثناء تنفيذ الخوازيق. وكقاعدة عامة يفضل ألا تقل هذه المسافة عن خمس مرات قطر الخازوق.

٧- يجب ألا تقل كمية ومحتوى الأسمنت في الخوازيق عن ٣٥٠ كجم/م^٣ من الخرسانة وبحيث لا تقل مقاومة المكعب القياسى للضغط بعد ٢٨ يوماً في الموقع عن ٢٢٥ كجم/سم^٢.

- ٨- يجب أن تكون الخرسانة المستخدمة في الخوازيق ذات قابلية تشغيل تناسب طريقة الصب والتكثيف وتكوين شكل الخازوق وذلك بالتحكم في نسبة الماء إلى الأسمنت في الخلطة والتصميم الجيد لها.
- ٩- يجب تسليح الجزء العلوى من الخوازيق أو تسليح بكامل طولها طبقاً للتصميم وخواص التربة. وفى جميع الحالات يسليح الجزء العلوى للخازوق بطول لا يقل عن ٤ أمتار بخلاف طول الخازوق الواقع أعلى سطح الأرضى على ألا تقل نسبة حديد التسليح عن ٠,٦ % من مساحة المقطع الخرسانى للخازوق، مع ضرورة استخدام وسيلة مناسبة للاحتفاظ بحديد التسليح فى مكانه أثناء عملية الصب مع الاحتفاظ أيضاً بسمك الغطاء الخرسانى والذى يتراوح ما بين ٥ - ٧ سم (لا يقل عن ٥ سم). كما يجب ضرورة عمل تقفيصة الحديد بالموقع للتأكد من أن أسياخ الحديد مربوطة بكانات ملحومة لا تقل المسافة بينهما عن ١٥ سم حتى لا تعوق صب الخرسانة.
- ١٠- يجب ألا يزيد الترحيل المسموح به للخازوق عن مكانه التصميمى عن ٥ سم أو (١٠/١) القطر المكافئ أيهما أكبر - مع ضرورة مراجعة إجهادات الضغط المسموح بها فى هذه الحالة بعد الترحيل. وإذا زاد الترحيل الفعلى عن ذلك يجب إعادة دراسة التصميم طبقاً لقيمة الترحيل الفعلى.
- ١١- يجب دق ماسورة الخازوق الرأسى بعناية تامة ليحتفظ الخازوق بمحوره رأسياً وغير مسموح بزيادة الانحراف عن نسبة (٢ : ١٠٠) بحيث لا يتعدى مقدار إزاحة كعب الخازوق بالنسبة إلى رأسه عن نصف قطره على أن يقاس الميل أثناء التنفيذ مرتين على الأقل. وفى حالة زيادة الميل عن هذه القيمة يعاد تنفيذ الخازوق مع عمل التعديل اللازم فى القاعدة والشدادات لرؤوس الخوازيق.

ii - الخوازيق الخرسانية سابقة الصب أو التجهيز:

- وهذا النوع من الخوازيق يكون إما من الخرسانة المسلحة تسليحاً نمطياً أو الخرسانة سابقة الإجهاد (Prestressed) ويتم تنفيذها بالدق.

- القطاعات الشائعة لهذه الخوازيق هي المربعة والدائري والسداسي والثماني.
- تتميز هذه الخوازيق بإمكان تصنيعها في أطول طويلة بشرط توافر المعدات اللازمة لرفعها ونقلها ودقها كما يمكن الحصول على خوازيق طويلة عن طريق استخدام الوصلات الملحومة أو الميكانيكية أو وصلات الأنشابر أو بالقمصان، على أن تكون هذه الوصلات آمنة وقادرة على تحمل الإجهادات الناتجة من الدق والأحمال المنقولة إليها بما في ذلك إجهادات الشد والإحناء.
- يتم تصنيع هذه الخوازيق بمختلف الطرق مثل الصب الأفقي أو الرأسى والشدات المنزلقة ويمكن أن تزود بمواسير مدفونة لضخ المياه لتسهيل عملية دقها أو التفتيش عليها في حالة وجود ما يستدعي ذلك.

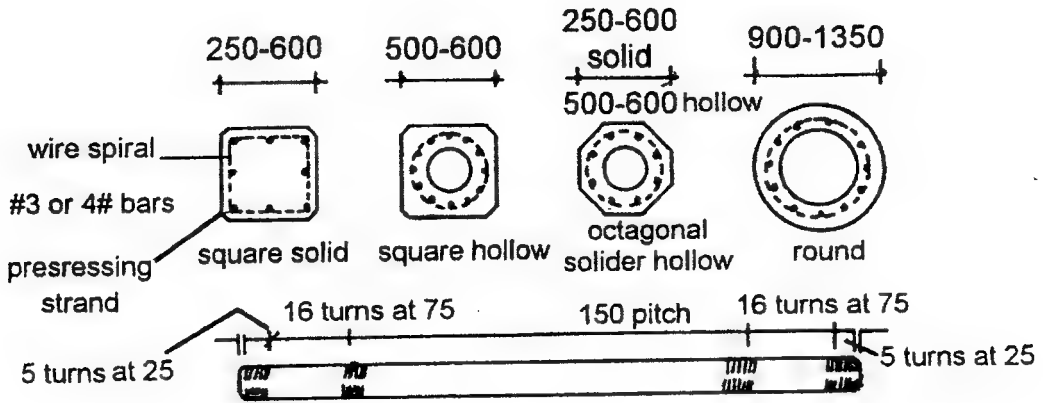
✻ الخوازيق الخرسانية سابقة الصب والمسلحة تسليحاً غطياً:

- يتم تصنيع وتنفيذ هذا النوع من الخرسانة وتسليح بواسطة قفص حديد مكون من أسياخ طويلة ومحاطة بكانات دائرية أو حلزونية مع ضرورة تكثيف الحديد في نهايتي الخازوق ليقاوم إجهادات الدق.
- يجب ضرورة الاعتناء بتصميم وتنفيذ وتخزين ونقل ودق هذا النوع من الخوازيق لتفادي أي نوع من أنواع الشروخ الغير مقبولة حيث أن الشروخ البسيطة لا يمكن تفاديها، وبصفة عامة لا يسمح بشروخ عرضها أكبر من ٠,١٥ مم حيث تعتبر مقبولة حتى هذا الحد.

✻ الخوازيق الخرسانية سابقة الصب وسابقة الإجهاد:

- مثل صناعة أي خرسانة سابقة الإجهاد فإنه يستعاض عن حديد التسليح النمطي بقوائم حديدية أو أسلاك مشددة وغالباً ما يكون هذا التسليح قبل أو بعد صب الخرسانة (Pre or Post Tensioned Steel) حيث يؤدي شد الحديد إلى زيادة قوة تحمل الخرسانة لكل من إجهادات النقل والدق وذلك بجعل الخرسانة تحت إجهاد ضغط مستمر.

- يجب استخدام خرسانة وحديد شد ذو مقاومة عالية وطبقاً لاشتراطات الخرسانة سابقة الإجهاد.
- إن عملية سبق الإجهاد غالباً ما يؤدي إلى إطالة عمر الخرسانة المدفونة مع تقليل نفاذية الخرسانة للمياه مما يزيد من فاعلية هذا النوع من الخوازيق عند استعماله في وسط من مياه بحرية بالإضافة إلى تقليل وزن الخازوق نفسه وتقليل الشروخ أثناء عمليات النقل والمناولة والدق ويبين الشكل (١٢-٣) نماذج نمطية للخوازيق سابقة الإجهاد.

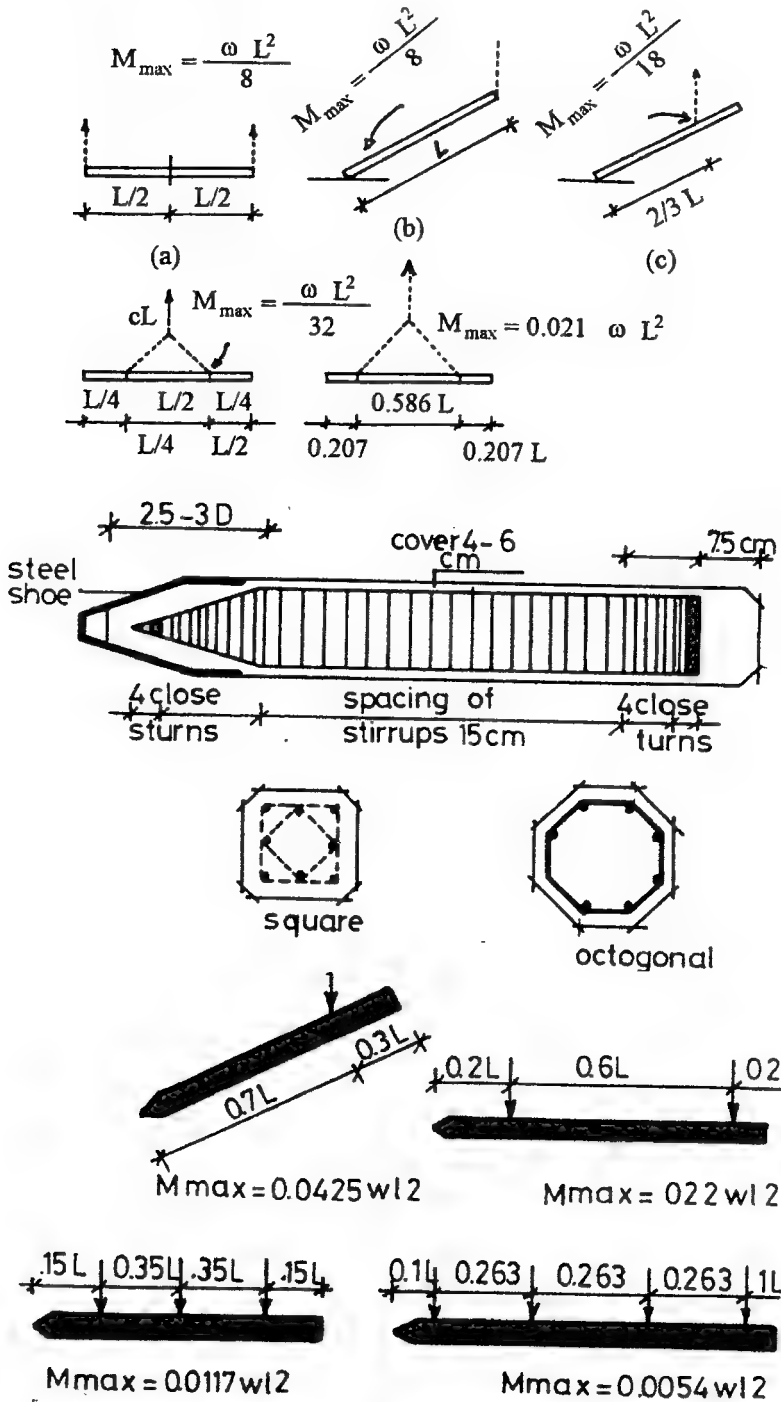


شكل (١٢-٣)

- الاشتراطات الواجب توافرها في الخوازيق سابقة الصب:
- ١- يجب أن يصمم مقطع الخازوق وتسليحه بأمان تام بحيث يقاوم الإجهادات الناتجة عن كل من المناولة والنقل والدق والتحميل والابتعاج.
- ٢- تتراوح الأقطار المكافئة لهذه الخوازيق للقطاع المستعمل من ٢٥ سم إلى ٥٠ سم. وفي الخوازيق التي يزيد مساحة مقطعها عن ٤٠ × ٤٠ سم يفضل عملها ثمانية الشكل كما يفضل عمل زاوية مشطوفة في أركان الخوازيق المربعة.
- ٣- يجب ألا تقل مساحة حديد التسليح الطولي للخوازيق (صلب طرى عادى) بالنسبة إلى مساحة مقطعه عما يلي :

- ١,٢٥ % إذا لم يتعد طول الخازوق ٣٠ مرة القطر.
- ١,٥٠ % إذا كان طول الخازوق يتراوح ما بين ٣٠ إلى ٤٠ مرة القطر.
- ٢,٠٠ % إذا زاد طول الخازوق على ٤٠ مرة القطر.
- ٤- يجب أن تكون أسياخ الحديد الطولى فى الخازوق موزعة على المقطع بانتظام ومتساوية فى الطول وأن تمتد داخل كعب الخازوق وأن تكون نهاياتها العليا فى مستوى واحد عمودى على محور الخازوق على ألا تقل أقطار الحديد عن ١٦ مم.
- ٥- يجب أن يكون سيخ التسليح الطولى كامل قطعة واحدة من كعب إلى رأس الخازوق وإذا لزم يتم عمل وصلات طبقاً لأسس وتصميم وشروط تنفيذ الخرسانة المسلحة.
- ٦- يجب أن يتم ربط التسليح الطولى للخازوق بتسليح عرضى (كانات) بحيث يكون كل سيخ مربوط بكانات طبقاً لما يلى :
- أ) يجب ألا يقل الحجم الكلى للتسليح العرضى عن ٠,٢٥ % من حجم الخازوق.
- ب) ألا تزيد المسافة بين الكانات على أصغر القيم التالية :
- نصف قطر مقطع الخازوق المكافئ.
 - عشرون سنتيمتراً.
- ٧- يجب أن تتقارب الكانات عند كل من رأس وكعب الخازوق لمسافة لا تقل عن ثلاثة أمثال قطر الخازوق وذلك لمقاومة جهود الدق، بحيث يكون حجم التسليح العرضى فى كل من الطرفين مساوياً ٠,٦ % من حجم الجزء الذى يشغله ثم تزداد المسافة بين الكانات تدريجياً فى طول يساوى ثلاثة أمثال قطر الخازوق حتى تصل إلى المسافات المذكورة فى الفقرة السابقة.
- ٨- يجب ألا يقل الغطاء الخرسانى لحديد التسليح عن ٤,٠٠ سم فى الأحوال العادية وعن ٧,٠٠ سم إذا تعرضت الخوازيق لمياه ملحية أو لمؤثرات ضارة بالخرسانة.
- ٩- يجب أن يزود طرف الخازوق السفلى بكعب معدنى مخروطى عند دق الخوازيق فى الحجر أو الزلط الخشن أو أى طين مخلوط بحصى أو أى نوع من التربة يسبب أضراراً بخرسانة نقطة ارتكاز الخوازيق السفلية.

- ١٠- يجب أن يضاف إلى الطول المحسوب للخازوق طول آخر مساو لما سوف يتم تكسيه من الخرسانة في الجزء العلوى الذى يتعرض للتشقق بفعل عملية الدق أو لما يتطلبه من ربط حديد تسليح الخازوق بالهامية على ألا يقل هذا الطول عن ٨٠ سم أو ٥٠ مرة قطر أسياخ التسليح الطولى أيهما أكبر.
- ١١- يجب دق الخازوق الرأسى بعناية تامة ليحتفظ بمحوره رأسياً وغير مسموح بزيادة انحراف كعب الخازوق عن الرأس عن نسبة ٢ : ١٠٠ بحيث لا يتعدى مقدار إزاحة كعب الخازوق بالنسبة إلى رأسه عن نصف قطره، ويقاس الميل أثناء التنفيذ مرتين على الأقل. وفى حالة زيادة الميل عن هذه القيمة يجب إلغاء الخازوق مع عمل بديل له بالإضافة إلى عمل التعديل اللازم فى الهامة والشدادات لرعوس الخوازيق.
- ١٢- يجب ألا يزيد الترحيل المسموح به لرأس الخازوق عن مكانه التصميمى عن ٥٠ مم مع مراجعة إجهادات الضغط المسموح بها فى هذه الحالة وإذا زاد الترحيل عن ذلك فيجب إعادة دراسة التصميم طبقاً للترحيل الفعلى.
- ١٣- يجب ضرورة رصد مناسب رؤوس الخوازيق المنفذة لاحتمال ارتفاع الخازوق عن مكانه أثناء دق الخوازيق المجاورة. وإذا حدث ارتفاع لخازوق ما يجب إعادة دقه لتعويض مسافة ارتفاعه وللوصول إلى العمق المناسب فى التربة المقاومة.
- ١٤- يجب مراعاة الآتى فى عمليات رفع ونقل ومناولة الخوازيق الخرسانية السابقة الصب :-
- فى الخوازيق القصيرة (أقل من ١٢,٠٠ متر) يتم رفع الخازوق من إحدى نهايتيه - شكل (١٢-٤) وفى هذه الحالة يتم اعتبار وتصميم الخازوق ككمرة تحمل وزنها كحمل ميت موزع بانتظام على كامل طوله.
 - فى الخوازيق الطويلة (أكبر من ١٢,٠٠ متر) يتم رفع ونقل الخازوق من خلال نقطتين أو ثلاثة أو أربعة محددة المسافات والأبعاد على كامل طول الخازوق وذلك بغرض تقليل أقصى عزوم انحناء متولدة فى الخازوق أثناء هذه العملية وبالقيم الموضحة بالشكل (١٢-٤).



شكل (١٢-٤) كيفية نقل وعزوم الانحناء المتولدة أثناء مناولة ونقل الخوازيق السابقة الصب

iii - الخوازيق الخرسانية المنشأة بالتثقيب (بالتفريغ):

- يتم تنفيذ هذا النوع من الخوازيق بعمل حفرة فى الأرض للمنسوب المحدد من قبل المصمم ويشغل الخازوق الخرسانى الفراغ الناتج عن التربة المستخرجة.
- يتم تنفيذ خوازيق التثقيب بأقطار تصل إلى ٢,٠٠ متر وأطوال قد تزيد عن ٥٠ متر.
- يجب مراعاة ما يلى عند عمل الحفرة :
 - أن تظل جدران الحفرة ثابتة غير منهارة ويتحقق ذلك إما بإنزال ماسورة مؤقتة أو دائمة - أو بملء الحفرة بمستحلب البنتونيت - أو بضخ الخرسانة أو المونة أثناء تفريغ التربة.
 - يجب ضرورة منع فوران التربة الرملية عند قاع الحفر وذلك بملء الحفرة بالمياه استعمال ماسورة دائمة أو مؤقتة (Casing) أو بملء الحفرة بمستحلب البنتونيت لمنسوب كافى يعلو منسوب المياه الأرضية لتوليد ضاغط مائى داخل الثقب يمنع الفوران بصفة دائمة كما يجب فى نفس الوقت اتباع أسلوب للحفر لا يحدث تخلخلاً فى تربة قاع الثقب.
 - فى حالة استخدام طرق أخرى مستحدثة فى عمل الحفرة يجب التأكد من فاعلية هذه الطرق بالنسبة للمحافظة على ثبات جوانب وقاع الحفر أثناء عملية الحفر وحتى الانتهاء من تنفيذ الخازوق.
- هناك نوعان رئيسيان لأسلوب الحفر والصب هما :
 - أ (الخوازيق الخرسانية المنشأة بالحفر والتفريغ السابق للصب.
 - ب (الخوازيق الخرسانية المنشأة بالحفر والتفريغ أثناء الصب ويطلق عليها طريقة الحفر البرمى المستمر (Continuous Flight Auger).

أ) الخوازيق الخرسانية المنشأة بالحفر والتفريغ السابق للصب:

- يستخدم هذا النوع وهذه الطريقة في حالة التربة المسامية الحاملة للمياه أو التربة الرخوة حيث في هذه الحالة يجب الاستعانة بماسورة سواء مؤقتة أو دائمة لسند جوانب الحفر، على أن يتم إنزال الماسورة أثناء عملية الحفر بلفها بحركة دائرية ترددية حول محورها (oscillating) مع استخراج التربة التي بداخلها بواسطة الكباش أو أى طريقة أخرى وذلك فى حالة إنزالها إلى أعماق كبيرة (أكثر من ٣٠ متر) أو للإسراع فى معدلات التنفيذ. وبعد الوصول إلى منسوب التأسيس يتم إنزال التفقيصة الحديدية وتصب الخرسانة بواسطة ماسورة مزودة بقمع (Tremie Pipe) بحيث يكون طرفها الأسفل مغموراً فى الخرسانة لتفادى فصل الخرسانة أو غسيلها بالمياه الموجودة بالحفرة وتكون الماسورة فى أجزاء من ٢ - ٤ متر طولى ويتم وصل الواحدة مع الأخرى بواسطة وصلات أو قمصان.
- يجوز استعمال معلق البنتونيت لسند جوانب حفر هذا النوع من الخوازيق على ألا يقل معايير اللدونة (Plasticity Index) عن ٢٥٠ ، وفى هذه الحالة يجب ضرورة العناية فى تحديد مكونات هذا المعلق وطريقة خلطه واختباره قبل صبه بالحفر.
- فيما يلى بيان بمواصفات وطريقة استعمال معلق البنتونيت عند استخدامه:

✻ المواصفات:

- ١- يجب أن تزيد اللزوجة المقاسة بواسطة قمع مارش عن ٣٥ ثانية/لتر.
- ٢- لا تقل الكثافة عن ١,٠٢ طن/م^٣ ولا تزيد عن ١,٠٦ طن/م^٣.
- ٣- يجب ألا يزيد وزن الخليط فوق منسوب كعب الخازوق قبل الصب عن ١,٢ طن/م^٣.
- ٤- يجب ألا يزيد سمك طبقة البنتونيت (mud cake) المكونة تحت ضغط ٢ كجم/سم^٢ لمدة ٣٠ دقيقة عن ٣ ملليمتر.

❖ طريقة استعماله:

١- يتم تجهيز الخليط في خلطات خاصة وهو يتكون من البنتونيت بنسبة ٣ - ١٠ % إلى المتر المكعب ماء محسوبة بالوزن، وتجمع في أحواض قبل أن يتم سحبها بواسطة الطلمبات أثناء حفر الخوازيق.

٢- يمكن إعادة استعمال الخليط بعد الانتهاء من صب الخازوق وذلك بتنقيته بعد تمريره على مناخل وهزازات لاستبعاد نسبة من الرمل منه. حيث يجب ألا تزيد نسبة الرمل عن ٣% ولا تزيد كثافة الخليط عن ١,٣٠ طن/م^٣ أثناء الحفر، وألا يزيد سمك طبقة البنتونيت المكونة تحت تأثير ضغط يساوي ٢ كجم/سم^٢ لمدة ٣٠ دقيقة عن ٥ مم. كذلك يجب أن تتراوح اللزوجة المقاسة بجهاز مارش بين ٣٥ ، ٩٠ ثانية/التر.

• مما هو جدير بالذكر فإنه من الصعب تنفيذ الخوازيق بهذه الطريقة خاصة في حالة عدم وجود مياه جوفية وذلك خلال طبقات التربة ذات المسامية العالية (معامل نفاذية التربة أكبر من ٠,٠٢ متر/ث) وذلك نظراً لزيادة نسبة فاقد البنتونيت.

• يجوز حفر الخوازيق بدون استخدام ماسورة مؤقتة أو بدون استخدام معلق البنتونيت في حالات خاصة إذا تحققت جميع الشروط التالية :

- ١- وجود طبقات تربة متحجرة أو ذات تماسك عالى ($q_u > 2 \text{ kg/cm}^2$) بكامل عمق الحفرة مع عدم وجود مياه جوفية.
- ٢- ألا يقل قطر الثقب عن (١٠/١) عمقه.
- ٣- تسليح الخازوق بكامل طوله.
- ٤- إتمام عمليات حفر الخازوق وصب الخرسانة تحت مراقبة دقيقة.
- ٥- صب الخرسانة بواسطة ماسورة مزودة بقمع (Tremie pipe).
- ٦- قياس حجم الخرسانة المصبوبة ومقارنتها بحجم الثقب على مراحل وأثناء تنفيذ الخازوق.

❖ الاشتراطات الواجب توافرها في الخوازيق الخرسانية المنشأة بالحفر والتفريغ السابق للصب:

- ١- يجب صب الخرسانة بطريقة مناسبة تضمن عدم حدوث انفصال حبيبي لمكونات الخرسانة وذلك باستخدام ماسورة وقمع مثلاً.
- ٢- عند صب الخرسانة تحت الماء أو تحت مستحلب البنتونيت يجب مراعاة ما يلي :
 - أ (إزالة التربة الضعيفة أو المفككة في قاع الحفرة.
 - ب (أن تكون الخرسانة متماسكة وغنية بالأسمت (لا يقل محتوى الأسمت عن ٤٠٠ كجم/م^٣).
 - ج- يجب التأكد من عدم انهيار جوانب الحفر واختلاط مكونات التربة بالخرسانة حتى إذا لزم الأمر استخدام ماسورة خاصة كغلاف دائم في الحالات الخاصة التي تتطلب ذلك.
 - د (يجب التأكد من أن ماسورة صب الخرسانة والقمع المستخدم محكومة تماماً ومدفونة داخل الخرسانة لمسافة لا تقل عن ٢,٥ متر بحيث تمنع دخول المياه أو البنتونيت في الماسورة لضمان عدم حدوث اختناق لجسم الخازوق أو تكون فراغات به.
 - هـ- يجب أن تكون ماسورة الصب ذات قطر كبير كافى لمروور مكوات الخرسانة بسهولة فمثلاً لقطر حبيبات ركام ٢٠ مم يجب ألا يقل قطر الماسورة عن ١٥٠ مم.
 - و (يجب ملئ الخازوق بكمية أولية كافية لإعطاء عمق يكفى لعدم اختلاط الماء أو مستحلب البنتونيت بالخرسانة، مع الاحتفاظ بمنسوب كعب ماسورة الصب (Tremie pipe) على عمق لا يزيد عن ١٥٠ مم من قاع الخازوق.
- ٣- يجب تنفيذ الخازوق الرأسى بعناية تامة ليحتفظ بمحوره رأسياً وغير مسموح بزيادة إنحراف الخازوق عن الرأس عن نسبة ٢ : ١٠٠ بحيث لا

تتعدى مقدار إزاحة كعب الخازوق بالنسبة لرأسه عن نصف قطره ويقاس الميل أثناء التنفيذ مرتين على الأقل وفى حالة زيادة الميل عن هذه القيمة يعمل بديل له مع عمل التعديل اللازم فى القاعدة والشدادات لرؤوس الخوازيق.

٤- يجب ألا يزيد الترحيل المسموح به لرأس الخازوق عن مكانه التصميمى عن ٥ سم أو (١٠/١) القطر المكافئ أيهما أكبر مع مراجعة إجهادات الضغط المسموح بها فى هذه الحالة. وإذا زاد الترحيل عن ذلك فيجب إعادة دراسة التصميم طبقاً للترحيل الفعلى.

٥- يجب مراعاة جميع المواصفات الواردة بالخوازيق الخرسانية المصبوبة بالموقع (خوازيق الدق) الخاصة بحديد التسليح والخرسانة.

(ب) خوازيق الخرسانة المنشأة بالحفر والتفريغ أثناء الصب [الحفر البريى المستمر (Continuous Flight Auger)]

يتم تنفيذ هذا النوع من الخوازيق باستعمال بريمة طويلة تدار بواسطة

• موتور، وهذه البريمة مكونة من وصلات يصل طولها ٦,٠٠ متر للوصلة الواحدة. وبداخل البريمة ماسورة مجوفة (Hollow stem) بكامل طولها وبقطر لا يقل عن ٧,٥ سم فى حالة استخدام مونة أسمنتية، ١٥,٠٠ سم فى حالة استخدام الخرسانة.

• عند وصول البريمة إلى عمق الحفر المقرر تضخ المونة أو الخرسانة بواسطة ظلمبة الضخ خلال الماسورة المجوفة على أن يتم سحب البريمة بالتربة التى تكون حول أسلحتها أثناء عملية الضخ.

• يجب العناية والدقة أثناء التنفيذ لضمان الحصول على قطاع خرسانى متجانس ومستمر.

• هذا وفى بعض الأحيان يتم عمل الثقب باستعمال بريمة مصممة أولية لتفتيت التربة ثم يتم استبدالها بالبريمة السابق ذكرها ذات الماسورة المجوفة بداخلها.

- بعد الانتهاء من عملية الضخ وسحب البريمة بالكامل يتم إنزال تسليح الخازوق (التفقيصة الحديدية) باستعمال هزاز فى حالة استعمال الخرسانة أو بدون هزاز فى حالة استعمال المونة.
- يمكن تنفيذ هذا النوع من الخوازيق بأطوال تصل إلى ٣٠ متر وأقطار تصل إلى ١,٠٠ متر.
- فى حالة استعمال الخرسانة كجسم للخازوق يتم تطبيق جميع الاشتراطات السابقة والخاصة بالخوازيق الخرسانية المصبوبة فى مكانها.
- فى حالة استخدام المونة فى جسم الخازوق يجب ألا يقل محتوى الأسمنت عن ٧٠٠ كجم/م^٣ رمل متدرج وإجهاد الكسر لمكعبات المونة القياسية (٥٠ × ٥٠ × ٥٠ مم) لا يقل عن ٣٠٠ كجم/سم^٢، وعلى ألا يقل معامل الأمان لإجهادات المونة عن (٨) بعد ٢٨ يوماً.

ج) أنواع متنوعة من خوازيق التثقيب:

توجد أنواع متنوعة أخرى من خوازيق التثقيب بخلاف ما ذكر من النوعين السابقين ولكنها غير شائعة الاستخدام إلا فى بعض الحالات الخاصة نذكر منها :

- ١- الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة (Micro piles).
- ٢- خوازيق الاستراوس.
- ٣- خوازيق الزلط أو الحجر أو خوازيق التربة المستبدلة.

١- الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة:

مقدمة:

- يعتمد هذا النوع من الخوازيق على الحقن على الجوانب أو تحت القاع لزيادة إما مقاومة الاحتكاك حول جذع الخازوق (grouted steel piles) أو الارتكاز عند القاعدة لذلك تعرف هذه النوعية من الخوازيق بأنها الخوازيق التى تنفذ وتصب وتحقن فى الموقع بأقطار تتراوح ما بين ١٠ - ٢٥ سم وأحمال تشغيلها من (١٥ - ٦٠) طن وتصل أعمال هذه الخوازيق إلى ٤٠ متر وتنفذ رأسية أو مائلة.

- وبصفة عامة فإن هذه الخوازيق تعتمد أساساً على التسليح لنق الأحمال إلى التربة عن طريق الاحتكاك بين جسم الخازوق والتربة المحيطة به مع إهمال مقاومة الارتكاز لقاعدة الخازوق إلا في حالة الارتكاز على الصخر.

✻ استعمالات الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة:

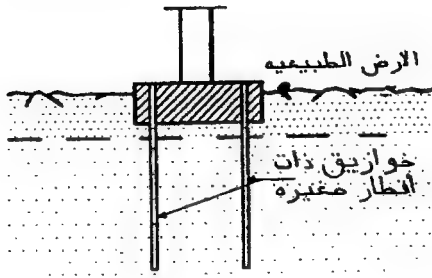
- بصفة عامة يمكن استعمال هذا النوع من الخوازيق لنقل أحمال أى منشأ سواء كانت هذه الأحمال إستاتيكية أو ديناميكية ويوضح شكل (١٢-٥) بعض الاستعمالات الخاصة بها حيث تتميز هذه النوعية من الخوازيق بملائمتها للتنفيذ فى بعض الظروف والحالات التالية نظراً لصغر معدات التنفيذ :

- داخل مباني قائمة فعلاً بغرض تقوية الأساسات القديمة (Underpining).
- فى المواقع الصغير أو العميقة أو التى يصعب الوصول إليها بمعدات التنفيذ التقليدية.
- للمنشآت ذات الأحمال الصغيرة.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أن هذا النوع من الخوازيق يجب أن يستعمل بواسطة شركات متخصصة ولها الخبرة الكافية فى هذا المجال.

✻ كيفية وخطوات تنفيذ الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة:

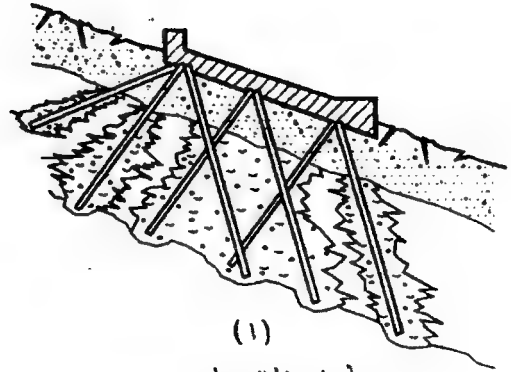
- توجد طرق مختلفة كثيرة لتنفيذ مثل هذا النوع من الخوازيق حسب نوع التربة وظروف الموقع ويبين الشكل (١٢-٦) المراحل العامة المتبعة فى التنفيذ لإحدى الطرق الشائعة وبشكل عام تتبع الخطوات التالية :
- إنشاء حفرة الخازوق :

يتم ذلك بإحدى الطرق المعروفة تثقيب - إزاحة - دق دوار، وهى عادة بدون غلاف خارجى ومع استخدام سائل حفر مثل معلق البنتونيت.



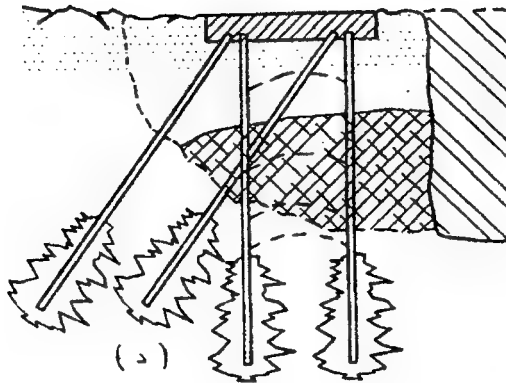
(ب)

تدعيم المباني القائمة
الاتصال مع قاعه المنشأ القديم



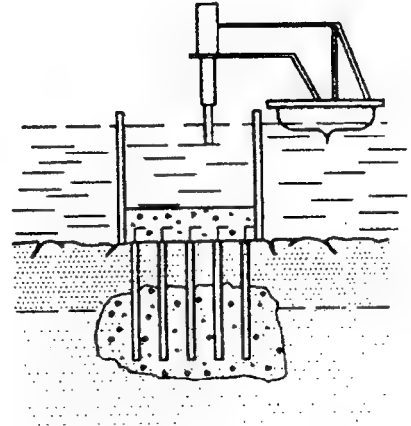
(ا)

الحل باستخدام الخوازيق ذات الاقطار الصغيره



(د)

مجموعه متكامله من خوازيق الضغط والشد



(ج)

تثبيت دعائم قناع المجرى

شكل (١٢-٥) بعض استعمالات الخوازيق الميكرو

- تكوين جسم الخازوق :

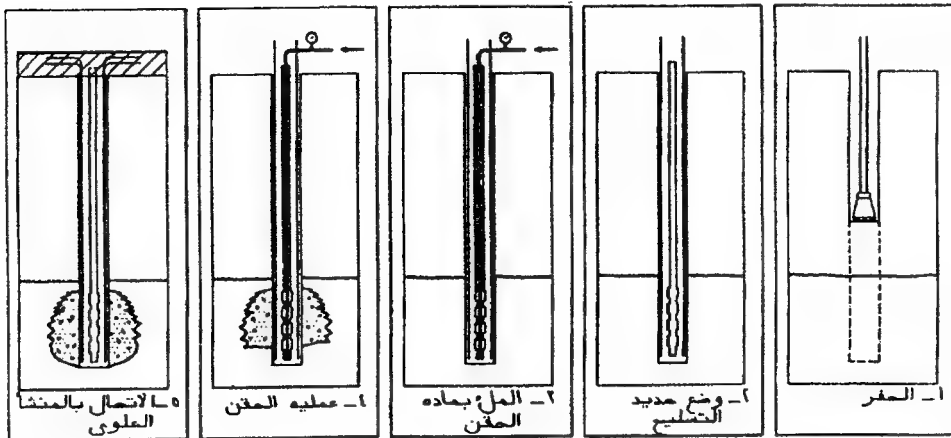
تملأ المونة بمونة أسمنتية تحل محل سال الحفر (إن وجد) ثم يتم إنزال التسليح المطلوب بكامل طول الخازوق ومعه مواسير حقن. ويجب الانتظار مدة لا تقل عن ٤٨ ساعة قبل البدء في عملية الحقن.

عملية حقن الخازوق :

يتم حقن الخازوق على مرحلة واحدة أو عدة مراحل حسب طبيعة التربة والحمل المطلوب وذلك تحت ضغوط منخفضة أو ضغوط عالية ويحدد ضغط الحقن حسب عمق الخازوق وحجم حبيبات التربة ودرجة كثافتها [ضغط منخفض لا تزيد عن $(\frac{N}{4})$ كجم/سم² للتربة الطميية ، $(\frac{N}{10})$ كجم/سم² للتربة الرملية الطميية - ضغط عالى لا يزيد عن ١٠ - ٢٠ كجم/سم² للتربة الطينية]، وفي جميع الحالات يجب ألا يصل الضغط المستخدم فى الحقن إلى القيمة القصوى التى تحدث انهياراً فى طبقة التربة ويجب التأكد من قيمة الضغط القصوى فى نهاية الحقن لكل طبقة.

يتم الحقن باستخدام مونة أسمنتية تحدد كثافتها بحيث لا تزيد نسبة المياه إلى الأسمنت بالوزن عن ٠,٥ ويمكن إضافة نسبة من الرمل فى حالة التربة الزلطية بحيث لا يقل جهد كسر المونة فى هذه الحالة عن ٢٥٠ كجم/سم² بعد ٢٨ يوماً.

وعند عمل الحقن فيجب التأكد من وجود طبقة من التربة (Over burden) لا تقل عن ثلاثة أمتار فوق المنسوب العلوى للحقن.



شكل (١٢-٦) خطوات ومراحل تنفيذ الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة باتباع إحدى الطرق الشائعة

❁ أسس تصميم الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة (الميكرو):

حتى تكون الخوازيق آمنة يجب استيفاء وتحقيق الشروط التالية :

(أ) التحقق من التصميم الإنشائي لجسم الخازوق:

يتم التصميم لمثل هذا النوع من الخوازيق على أساس أن الجهد المسموح به للخازوق يساوى نصف جهد الخضوع للحديد فى حالة الأحمال الدائمة ويساوى ثلثى جهد الخضوع للحديد عند إضافة الأحمال الثانوية.

(ب) التحقق من تماسك مادة الحقن مع الحديد (Grout-Steel bond):

وفيها يتم التحقق من أن إجهاد التماسك المتبادل بين حديد التسليح ومادة الحقن أقل من إجهاد التماسك المسموح به لمادة الحقن (٢٥٠ كجم/سم^٢).

$$\text{i.e. } f_{b \text{ grout}} = \frac{P (\text{Applied load})}{O (\text{surface area})} \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

الحمل المؤثر على الخازوق
مساحة محيط حديد التسليح

(جـ) التحقق من تماسك مادة الحقن مع التربة المحيطة (soil bond) - Grout):

وهذا النوع من التماسك المتبادل بين مادة الحقن والتربة المحيطة يتم حسابه من المعادلة التالية :

$$q_f \geq c + n \text{ ton } \phi$$

حيث (q_f) : وحدة الاحتكاك (Unit friction) كجم/سم^٢

، (c) : مقاومة التماسك للتربة (Cohesion) (كجم/سم^٢)

، (φ) : زاوية احتكاك التربة (Angle of internal friction)

، (n) : معامل يتوقف على ضغط الحقن (grouting pressure) ويؤخذ

نسبة منه تتراوح ما بين ١٠% - ٥٠% وهذه النسبة تتوقف على

نسبة الأسمنت المستخدمة وطبيعة التربة وقيمة ضغط الحقن.

وهذه القيمة (١٠-٥٠%) هى استرشادية فقط حيث يجب أن

تجرى تجارب حقلية فى الموقع قبل البدء فى التنفيذ لتحديد قيمة

هذا المعامل (n)

(د) التحقق من قيمة الحمل نتيجة لارتكاز (End bearing):

وهذا التحقق يتم فقط فى حالة الخوازيق المرتكزة على الصخر وفيها يجب

أن يكون أقصى إجهاد ارتكاز لكعب الخازوق أقل من أقصى مقاومة ارتكاز لمادة

التربة (الصخر).

هـ) التحقق من مقاومة الانبعاج (*Buckling*):

وهذا التحقق يتم عند تواجد تربة ضعيفة حول جسم الخازوق لمسافة لا تقل عن ٢,٠٠ متر وهذا التحقق يتم بالتحقق من انبعاج الحديد فقط.

و) التحقق من ترحيل موضع الخازوق:

يجب ألا يزيد الترحيل المسموح به للخازوق عن مكانه التصميمي عن عشر (١٠/١) القطر المكافئ، مع مراجعة إجهادات الضغط المسموح به في هذه الحالة. وإذا زاد الترحيل الفعلي عن ذلك فيجب إعادة دراسة التصميم طبقاً لقيمة الترحيل الفعلي.

✻ تجارب التحميل:

يتم عمل تجربة تحميل ابتدائية قبل تنفيذ الخوازيق العاملة لتحديد حمل التشغيل ويتم التجربة كما في الخوازيق النمطية.

٢- خوازيق الاستراوس:

✻ مقدمة:

وهذا النوع من الخوازيق عبارة عن خوازيق يتم تنفيذها بطريقة إما يدوية بأقطار تتراوح ما بين ٣٠-٤٠ سم وأعماق تصل إلى ١٥,٠٠ متر أو ميكانيكياً بأقطار تصل إلى ٥٠ سم وأعماق تصل إلى ٢٠,٠٠ متر ويختلف حمل تشغيل الخازوق حسب قطره وحسب تحمل طبقة التأسيس ويتراوح ما بين (١٠ ← ٤٥) طن ويجب تسليح الجزء العلوي من الخازوق بطول لا يقل عن ٦,٠٠ متر.

✻ أسس تصميم خوازيق الاستراوس:

١- يصمم خازوق الاستراوس كخازوق ارتكاز (end bearing) فقط مع إهمال مقاومة الاحتكاك.

٢- يجب ألا يزيد الإجهاد على رأس الخازوق عن ١٥ كجم/سم^٢ في حالة التنفيذ اليدوي ، ٢٥ كجم/سم^٢ في حالة التنفيذ الميكانيكي.

- ٣- يجب ألا يقل عدد تجارب التحميل عن تجربة لكل ١٠٠ خازوق بحيث لا يقل عدد التجارب عن تجربتين لكل موقع.

✻ طريقة تنفيذ الخوازيق الاستراوس:

هناك طريقتان هما الطريقة اليدوية أو الطريقة الميكانيكية.

(أ) الطريقة اليدوية:

- الخطوات:

- ١- يتم تغويص ماسورة بالقطر المطلوب حتى تصل إلى منسوب التأسيس وهذه الماسورة تتكون من عدة وصلات من المواسير طول الوصلة الواحدة حوالي ٣,٠٠ متر وتربط بعضها البعض بواسطة الجلب والقلاووظ.
- ٢- يتم تغويص هذه المواسير بتفريغ مكان لها أول بأول أثناء نزولها بواسطة بلف أو بريمة من داخل الماسورة.
- ٣- عند الوصول إلى العمق المطلوب تملأ الماسورة من أسفل إلى أعلى بالخرسانة مع الدق على الخرسانة بالمندالة أثناء سحب الماسورة مع الاستمرار في هذه العملية حتى يتم ملئ الماسورة بالخرسانة إلى أسفل التفقيصة حيث يتم إنزال التفقيصة الحديد وتعليقها في مكانها للاحتفاظ بمنسوبها أثناء تكملة صب خرسانة الخازوق وسحب المواسير.

ملحوظة هامة:

- ١- في حالة تنفيذ هذه الخوازيق تحت منسوب المياه يملأ الثقب دوماً بالمياه لمنسوب المياه الأرضية أو للمنسوب الذي يوازن الضغط الهيدروستاتيكي الواقع على الطبقة التحتية للتأسيس لمنع انسياب الطبقة الطينية أو فوران الرمل داخله مما قد يسبب في خلخلة طبقة رمال التأسيس أو سحب الرمال التي يركز عليها الخوازيق السابق تنفيذها بجوار الخازوق الجارى تنفيذه.
- ٢- يجب في جميع الحالات التأكد من عدم حدوث فوران للرمال أو انسياب الطين اللين عند منسوب التأسيس داخل مواسير الحفر.

(ب) الطريقة الميكانيكية:- الخطوات:

- ١- يتم تغويص المواسير بقطر حتى ٥٠ سم وذلك باستخدام ضواغط وأوناش الهواء أو أوناش الديزل وذلك بتفريغ ما بداخلها باستخدام المعدات المناسبة حتى تصل المواسير إلى منسوب التأسيس المطلوب.
- ٢- يتم إنزال ماسورة داخلية مزودة بقمع (tremie pipe) مع تثبيت طبقة خاصة فى نهايتها تمنع تسرب المياه الأرضية التى بداخلها حتى تصل إلى قاع الثقب على طبقة الارتكاز.
- ٣- يتم صب الخرسانة داخل الماسورة الداخلية حتى يتم ملؤها.
- ٤- يتم رفع الماسورة الداخلية قليلاً وهزها باستخدام الونش فتنتقل الطبقة المثبتة بأسفل الماسورة، وبالتالي تندفع الخرسانة التى تزيح المياه الأرضية من داخل الماسورة الخارجية إلى أعلى دون أن تؤثر هذه المياه على خلطة الخرسانة التى ستكون جسم الخازوق.
- ٥- عند ارتفاع منسوب الخرسانة داخل الماسورة الخارجية يتم سحب الماسورة الداخلية وخلعها باهتزازات ميكانيكية باستعمال الونش، يتم تكرار وتوالى عملية الهز لضمان تكثيف الخرسانة مع الاستمرار فى ملئ الماسورة الداخلية بالخرسانة بحيث يكون حفر الخرسانة مستمراً دون خروج الماسورة الداخلية من الخرسانة المكونة للخازوق.
- ٦- يستمر ملأ الماسورة الخارجية بالخرسانة عن طريق صبها داخل الماسورة الداخلية، ثم ترفع الماسورة الخارجية تدريجياً بالهز المستمر باستعمال الونش الميكانيكى لضمان هز خرسانة الخازوق وتكثيفها جيداً.
- ٧- يتم إنزال تقفيسة الحديد لتسليح رأسى الخازوق بالطول المحدد ويتم تعليقها لضمان عدم هروبها وبقائها فى منسوبها، ثم يستكمل صب الخازوق حتى الوصول إلى المنسوب العلوى المطلوب وبذلك يتم ملئ فراغ سمك الماسورة الخارجى بخرسانة مكثفة.

❖ اشتراطات تنفيذ الخوازيق الاستراوس:

يجب مراعاة جميع الاشتراطات الخاصة والمنصوص عليها للخوازيق الخرسانية المنشأة بالحفر والتفريغ السابق للصب على أن تكون الخرسانة المستخدمة ذات درجة قابلية تشغيل عالية (الهبوط من ١٠ - ١٥ سم).

١٢-٥-٣ العوامل التي تؤثر في اختيار نوع الأساسات الخازوقية:

- كما ذكرنا سابقاً بأن الخوازيق بصفة عامة تنقسم إلى نوعين رئيسيين هما خوازيق إزاحة وخوازيق تثقيب وحيث أن اختيار النظام والنوع الأمثل يكون ضرورياً في معظم الحالات وخاصة الحالات الغير طبيعية الأمر الذي يستلزم ضرورة الوقوف ومعرفة أسس اختيار أى نوع.
- يعتمد اختيار نوع الخازوق على عدة عوامل اقتصادية وفنية عديدة نذكر منها :
 - نوع وحالة التربة بالموقع.
 - طبيعة وقيمة الأحمال المنقولة إلى الخوازيق.
 - القرب من المباني المجاورة وحالة هذه المباني ونوعيتها ونظام تأسيسها وعمق تأسيسها.
 - مواصفات الموقع.
 - التكلفة الاقتصادية.
- مما هو جدير بالذكر فإن هذه العوامل متداخلة ومتشابكة الأمر الذي يؤدي إلى ضرورة توافر الخبرة الواسعة في هذا المجال للاختيار الأمثل بعد تغطية العوامل الفنية ثم العامل الاقتصادي بعد ذلك وفيما يلي شرح لهذه الجوانب والعوامل المختلفة.

أ (نوع وحالة التربة بالموقع:

- حيث أن الخوازيق تخترق طبقات من التربة ربما تختلف في خواصها وتجانسها ودرجة ملائمتها لنوع الخوازيق المقترحة في التنفيذ، ومن ثم فإن التوصيات التالية نفترض أن الطبقة التي سوف تخترقها الخوازيق والمشار إليها فيما بعد هي إما الطبقة السائدة أو الطبقة التي تتطلب نظاماً معيناً للحصول على أفضل النتائج من حيث التنفيذ.

• وفيما يلي بعض هذه التوصيات طبقاً للكود المصرى.

- ١- فى حالة التربة الطينية متوسطة التماسك حيث $(q_u > 10 \text{ kg/cm}^2)$ يفضل ويوصى باستخدام خوازيق الإزاحة والتثقيب.
- ٢- فى حالة التربة الطينية الضعيفة جداً $(q_u < 2.5 \text{ kg/cm}^2)$ يوصى باستخدام الخوازيق السابقة الصب أو خوازيق الدق باستعمال ماسورة دائمة.
- ٣- فى حالة التربة الطينية شديدة التماسك $(q_u < 20 \text{ kg/cm}^2)$ يوصى باستخدام خوازيق التثقيب باستعمال البريمة حيث أن هذه النوعية قد تسبب مشاكل لخوازيق الدق ولخوازيق الحفر على السواء.
- ٤- فى حالة التربة القابلة للانتفاش (swelling soil) فإنه من المفضل استخدام خوازيق التثقيب ذات الأقطار الكبيرة وذلك بهدف تقليل مشاكل التنفيذ، وفى حالة التربة ذات القابلية العالية للانتفاش فإنه يوصى باستعمال ماسورة دائمة أو بتسليح الخازوق فى حالة التربة المتوسطة القابلية للانتفاش أو استعمال الخوازيق الزلطية.
- ٥- فى حالة التربة الرملية $(N > 30)$ فإنه يفضل استخدام خوازيق التثقيب حيث فى هذه الحالة يصعب استعمال خوازيق الإزاحة حيث يتطلب ذلك دقاً شديداً مما يؤدي إلى زيادة تكثيف التربة والذي بدوره يتطلب زيادة شدة الدق وينتج عن ذلك تفاوت كبير فى أطوال الخوازيق واتلافيات للمعدات المستعملة، كما يؤدي إلى حدوث شروخ وتشققات فى الخوازيق سابقة الصب.
- ٦- فى حالة وجود طبقات من التربة المتوسطة $(10 < N < 30)$ ومستمرة إلى أعماق كبيرة فيمكن الاستعانة بخوازيق إزاحة ذات قاعدة ارتكاز متسعة (enlarged base) مع إنهاء الخازوق عند أعماق مناسبة.
- ٧- فى حالة التربة الرملية الجافة المتهاللة يفضل استخدام خوازيق التثقيب التى تستخدم ماسورة مؤقتة (Temporary casing) أو استخدام نظام الحفر البريمى المستمر (Continuous flight auger).

٨- فى حالة وجود طبقات اعتراضية متماسكة أو متحجرة أو أساسات قديمة مثلاً يتوقف نوع الخازوق على سمك وعمق هذه العوائق. وفى حالة وجودها على عمق قريب من سطح الأرض (حوالى ٥ متر) وقت التنفيذ وبسمك حتى ٣,٠٠ متر فيمكن تطهيرها يدوياً أو باختراقها إما بتفتيتها أو بتنقيبها (predrilling) قبل تنفيذ الخازوق بالإزاحة. أما إذا تواجدت هذه العوائق على أعماق أكبر من أو تساوى ١٠,٠٠ متر وبسمك صغير لا يتعدى ٣,٠٠ متر فمن الأنسب استخدام خوازيق التنقيب.

• فى حالة ما إذا كانت التربة أو المياه الأرضية محتوية على أملاح ضارة بدرجة تركيز كبيرة يتطلب الأمر إما استخدام خوازيق سابقة الصب ذات نوعيات خاصة من الأسمنت أو إضافات معينة أو خوازيق سابقة الصب معالجة بطبقة عازلة من الخارج. وفى حالة استخدام الخوازيق المصبوبة فى مكانها يستخدم غطاء عازل من البلاستيك أو الحديد.

ب (طبيعة وقيمة الأحمال المنقولة إلى الخوازيق:

١- فى حالة وجود أحمال كبيرة مركزة منقولة للخوازيق (أكبر من ٣٠٠ طن) فيفضل استخدام الخوازيق ذات الحمولات الكبيرة (أكبر من ١٥٠ طن) وبالتالي تصبح خوازيق التنقيب أكثر ملائمة كما يمكن استخدام خوازيق حديدية ذات قطاع (H) مثلاً لما لها من قدرة عالية لمقاومة ونقل الأحمال الكبيرة.

٢- فى حالة تعرض الخازوق لقوى شد وبالتالي لزم تسليحه بكامل طوله الأمر الذى يتطلب استخدام خوازيق مسلحة بكامل الطول والتي تعطى احتكاكاً مع التربة المجاورة حتى يمكن نقل أحمال الشد إلى الخازوق بمعامل أمان كبير.

٣- فى حالة وجود أحمال أفقية كبيرة منقولة إلى الخوازيق وبالتالي لزم استخدام خوازيق مائلة فتكون الأفضل لخوازيق الإزاحة، كما يجب استخدام خوازيق سابقة الصب أو ماسورة دائمة أو تقليل زاوية ميل

الخازوق فى حالة التربة الرملية السائبة ($N < 10$) أو التربة الطينية الضعيفة ($q_u \leq 2.5 \text{ kg/cm}^2$).

ج) القرب من المباني المجاورة وحالة هذه المباني ونوعيتها ونظام تأسيسها:

- ١- فى حالة تنفيذ خوازيق بالقرب من مباني قائمة يفضل استخدام ماكينات لا تسبب اهتزازات شديدة لهذه المباني الأمر الذى تكون فيه خوازيق التثقيب أكثر ملائمة، على أنه يمكن تقليل الاهتزازات الناتجة عن خوازيق الإزاحة بحفر أو تثقيب الجزء العلوى بعق من ٣ - ٥ متر ثم تكملة تنفيذ الخازوق بالدق باستعمال دقات ذات مشوار قصير.
- ٢- عند اختيار نوع الخازوق يجب التأكد من ملائمة هذا النوع لحالة المباني المجاورة ونوعيتها (حوائط حاملة أو هيكلية) وكذلك أساساتها (نوع الأساس ومنسوب التأسيس)، كما يجب دراسة تأثير أساسات المباني المجاورة على خوازيق المبنى الجديد.
- ٣- فى حالة المناطق الآهلة بالسكان يفضل استخدام تحدث أقل إزعاجاً للسكان وعادة تكون خوازيق التثقيب أقل إزعاجاً. ومما هو جدير بالذكر فإنه فى حالة تنفيذ خوازيق بالإزاحة فى الأماكن الآهلة بالسكان فإن شواكيش الهواء تكون أكثر ضجيجاً يليها التى تعمل بالديزل ثم التى تعمل هيدروليكيًا، كما وأن نوع وسادة الدق له تأثير على الصوت الناتج حيث الوسادة الخشبية ينتج عنها صوت أقل.
- ٤- فى حالة وجود مباني ملاصقة لحدود المبنى الجارى العمل به فإن اختيار نوع الخازوق قد يتوقف على إمكانية المعدة من الاقتراب من حدود المبنى المجاور.

د) مواصفات الموقع:

- ١- إن ظروف الموقع وطريقة الوصول إليه ومدى توافر مصادر المياه والكهرباء والظواهر المحيطة به ... الخ تؤثر تأثيراً مباشراً فى اختيار أنسب أساليب التنفيذ الأمر الذى يتطلب ضرورة معاينة الموقع المراد تنفيذ

الخوازيق به. ففي المواقع ذات مساحة تشغيل أقل من ٤٠٠ م^٢ يكون من المفضل اختيار أنظمة لا تحتاج إلى معدات ذات حجم كبير أو إلى معدات تكميلية كثيرة أو إلى مناور معقدة. كما وأن طريقة الوصول للموقع تدخل في المفاضلة فعندما يكون الوصول صعباً لضيق الشوارع وازدحامها فجيب الاعتماد على التنفيذ ذاتياً داخل الموقع ونقل التشوينات ليلاً مثلاً، وفي هذه الحالة يفضل استخدام الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة إلا إذا سمح العمل ليلاً ففي هذه الحالة يفضل الأنظمة سهلة التنفيذ.

- ٢- في حالة التأسيس على منسوب أوطى كثيراً من منسوب الشارع فإنه يفضل الأنظمة أو الخوازيق التي لا تحتاج إلى توريد خرسانة جاهزة.
- ٣- في حالة العمل تحت مبانى قائمة بقصد تدعيمها فإنه يفضل استعمال معدات ذات قوائم قليلة الارتفاع (أقل من ٣,٠٠ متر) وتنفذ الخوازيق في هذه الحالة إما بالتثقيب (boring) أو الحقن (Injection) أو بالضغط (jacking) ويمكن صب الخرسانة بواسطة الضخ حيث تثبت المضخة خارج المبنى. ويفضل استخدام الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة وتنفذ ملاصقة للقاعدة القديمة ثم يعمل قميص لهذه القاعدة ليشمل الخوازيق الجديدة.

- ٤- في حالة التنفيذ في مجرى مائى فتكون الأفضلية للخوازيق سابقة الصب وقد تستعمل الخوازيق الخشبية في المنشآت المائية المؤقتة مع معالجة هذه الخوازيق كيميائياً.

هـ) التكلفة الاقتصادية:

عند ملائمة أكثر من نوع من أنواع الخوازيق لموقع ما فإنه يتم المفاضلة في هذه الحالة على أساس التكلفة الاقتصادية والتي تشمل في هذه الحالة ليس فقط تكلفة الخازوق نفسه ولكن تكاليف هامات الخوازيق (أعمال الحفر وتخفيض منسوب المياه الأرضية مع ما تشمله من مشكلة التخلص من المياه المنزوعة والتوقفات المحتملة سواء كانت لأسباب فنية أو إدارية الخ.

١٢-٥-٤ العوامل التي تؤثر وتتحكم في تحديد القطر المناسب للخازوق:

١- العوامل الاقتصادية:

وهذه العوامل تتحكم بالكيفية التي لا تزيد الحمولة المسموح بها للخوازيق كثيراً عن الحمولة الفعلية للمبنى.

٢- حمل التشغيل الواقع على الخازوق الواحد:

وهو أقصى حمل محتمل واقع على الخازوق نتيجة للأحمال المختلفة سواء كانت أحمال دائمة أو أحمال ثانوية.

٣- حالة ونوع القوى المؤثرة على الخازوق:

هل هي قوى رأسية شد أو ضغط أو قوى مائلة أو قوى أفقية.

٤- المسافات بين الأعمدة:

وهذا العامل يتحكم في عدد الخوازيق وبالتالي قدرة تحمل الخازوق الواحد وبالتالي قطره.

٥- مدى إمكانية عمل قواعد (هامات) مشتركة:

لتقليل عدد الخوازيق وبالتالي قطرها.

٦- موضع الخازوق بالنسبة لقواعد الحار:

في حالة تنفيذ خوازيق ملاصقة لمبنى قائم فيفضل تنفيذ خوازيق ذات قطر كبير لتقليل عددها وبالتالي المسافة بين مركزي ثقل الخوازيق والعمود أى تقليل مقدار اللامركزية (eccentricity).

٧- كيفية ونظام توزيع الخوازيق أسفل القاعدة:

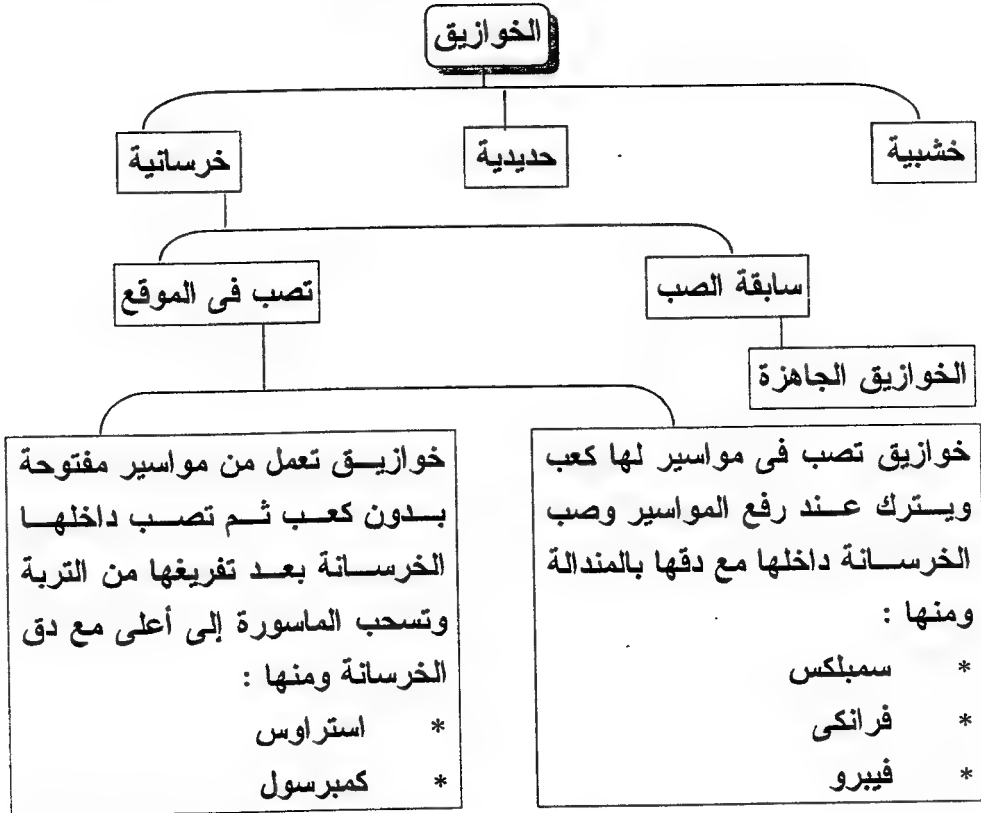
عند وجود حمل خطي (Line load) فإنه يمكن اختيار القطر المناسب لتوزيع الخوازيق خطياً تحت الحائط الحامل ويمكن في هذه الحالة زيادة المسافات بين الخوازيق لأكثر من ثلاثة مرات القطر بهدف خفض التكاليف.

٨- كيفية مقاومة حمل الخازوق بالنسبة للتربة:

• وهذا يعنى هل مقاومة التربة للحمل الواقع على الخازوق مقاوم بالاحتكاك أو الارتكاز أو الاثنين معاً.

١٢-٥-٥ موجز عام لأنواع الخوازيق بصفة عامة:

• وفيما يلي موجزاً وافياً لبعض أنواع الخوازيق السابق الإشارة إليها.



• وفيما يلي شرحاً للخوازيق الخرسانية :

١- *الخوازيق الجاهزة:

خوازيق الخرسانة المسلحة المصبوبة مسبقاً Precast Reinforced Concrete Piles وتكون قطاعاتها العرضية "مربعة - دائرية - سداسية - ثمينة" ولكن القطاع المربع هو الشائع الاستعمال نظراً لسهولة عمل عبواته الخشبية مع شطف أركانه.

• وتتلخص طريقة صنع الخوازيق الجاهزة فيما يلي :

• يوضع أسياخ التسليح داخل العبوات الخشبية، ثم تصب الخرسانة وتغرز جيداً وبعد تصلد الخرسانة تزال جوانب العبوة بعد يوم أو يومين "إذا

كان وضع صب الخازوق أفقياً ويبقى الخازوق في موضعه نحو أسبوع مع ملاحظة استمرار رشه بالماء في الصيف وتغطيته بالخيش المبلل على الدوام إذا كان الجو حار جداً.

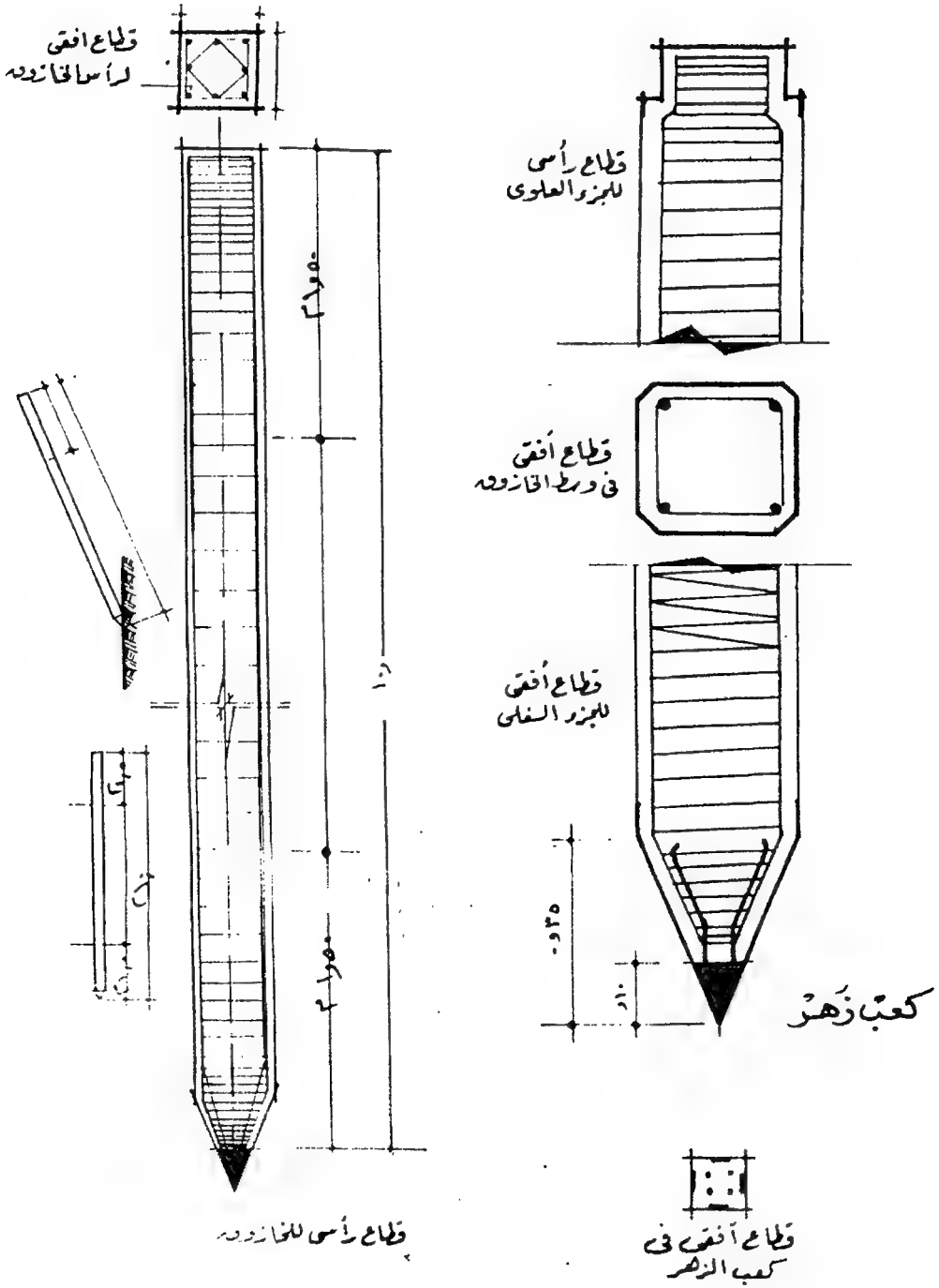
• ولا يدق الخازوق قبل ٢٨ يوماً من صبه أو ١٥ يوم إذا استخدم في خرسانة الخازوق أسمنت سريع التصلد ويسلح الخازوق لغايتين :

- ١- زيادة الأحمال التي يحملها الخازوق وتكلف بها الأسياخ الطولية، ولو أن للتسليح العرضي دخلاً فيها وهو الذي يحفظ الأسياخ الطولية من الانحناء.
- ٢- حفظ الخرسانة متماسكة في القطاع السطحي - حيث أنها معرضة للتفكك تحت تأثير توالي الدق والأحمال المؤثرة على الخازوق.

• ويفضل أن تكون أسياخ التسليح الطولية قطعة واحدة، وإذا تعذر ذلك فيجب أن توضع وأطرافها متقابلة (قورة في القورة) على أن يضاف إليها وصلة جانبية بطول يساوي ٣٠ مرة قطر السيخ وتربط بالسيخين المتقابلين جيداً بالسلك الرفيع. كما يسلح الخازوق بأربطة عرضية "كانات" أو يسلح في الاتجاه العرضي تسليحاً حلزونياً. على أن تبعد الكانات بعضها عن البعض بمسافات تساوي نصف أصغر أبعاد القطاع العرضي للخازوق مع مراعاة أن تصغر هذه المسافات قرب طرفي الخازوق فتصير على الأكثر ٥ سم كما هو مبين بشكل رقم (٧-١٢).

• ويقوى الجزء العلوى من الخازوق بطول متر واحد على الأقل بتسليح إضافي طولى بمقدار (١%) من حجم هذا الجزء لمقاومة الإجهادات الناشئة عن الدق. كما يقوى الجزء السفلى منه بطول متر ونصف بتسليح إضافي قدره ١,٥ من حجم هذا الجزء على أن ينتهى الخازوق من أسفل بشكل مهرم يثبت به كعب هرمى من الحديد الزهر، وذلك لتسهيل اختراق الخازوق للأرض أثناء دقه، وأحياناً يوضع داخل الخازوق عند صبه ماسورة من الحديد تصل إلى قدمه لإمكان تسليط المياه فيها تحت ضغط لتسهيل نزول الخازوق في الطبقات الرملية غير المنظورة الارتكاز عليها.

الخوازيق الجاهزة



شكل (١٢-٧)

• وتختلف أقطار الخوازيق أو أبعاد قطاعاتها بين ٢٥ ، ٦٥ سنتيمترات
كما تختلف أطوالها بين ٦ ، ٢٠ متراً، وهى مصممة لتحمل ٨٠ طناً بأمان مع
احتساب جهد المقاومة ٤٠٠ طن.

❖ مميزات الخوازيق الجاهزة:

- ١- عمرها فى الجفاف مساو لعمرها فى الرطوبة وعلى ذلك يمكن تعرضها
لرطوبة وجفاف متعاقبين.
- ٢- قوة تحملها يصل إلى ٨٠ طناً.
- ٣- رخيصة الثمن.
- ٤- يمكن زيادة أطوالها بعمل وصلات.

❖ عيوب الخوازيق الجاهزة:

- ١- تحتاج لمكان لتخزينها لزمن ما.
- ٢- قد تنكسر أثناء نقلها، ولا يمكن إصلاحها.
- ٣- طريقة نقلها تدخل فى تصميم الخازوق نفسه.

٢- خازوق سمبلكس (Simplex Pile):

يستعمل خازوق سمبلكس من ٤٠ إلى ٥٠ طن، والغلاف الخارجى عبارة
عن ماسورة من الصلب قطرها الخارجى ٤٠ سم وبطول "١٢، ١٥، ١٨ م"
وينتهى طرفها العلوى بجزء مقوى يركب عليه طربوش من الصلب لتلقى
ضربات المندالة الحديدية زنة ٢ طن أو ٣ طن، وبهذا الجزء أيضاً فتحتان لتعليق
الماسورة فى الحبال المعدنية الخاصة المشدودة بونش آلة الدق لسحب الماسورة
أثناء صب الخرسانة ودكها، وطرفها السفلى مجهز بكعب مسنن على هيئة فكى
التمساح، وتصل به اتصالاً مفصلياً ويكون مقفلاً تحت تأثير الدق أثناء إنزال
الماسورة لمنع الأتربة والمواد الغريبة من دخول الماسورة والاختلاط بالخرسانة،
وفى حالة استعمال الخازوق فى أرض بها مياه جوفية يستعمل كعب مخروطى
أصم من الحديد الزهر "الزنبه" بدلاً من فكى التمساح لمنع دخول المياه إلى
الماسورة. كما هو موضح بشكل (١٢-٨) يغلق الفاصل بين الماسورة والكعب.
بوضع حبال من القطن والكتان بينهما.

* وتتلخص طريقة عمل الخازوق:

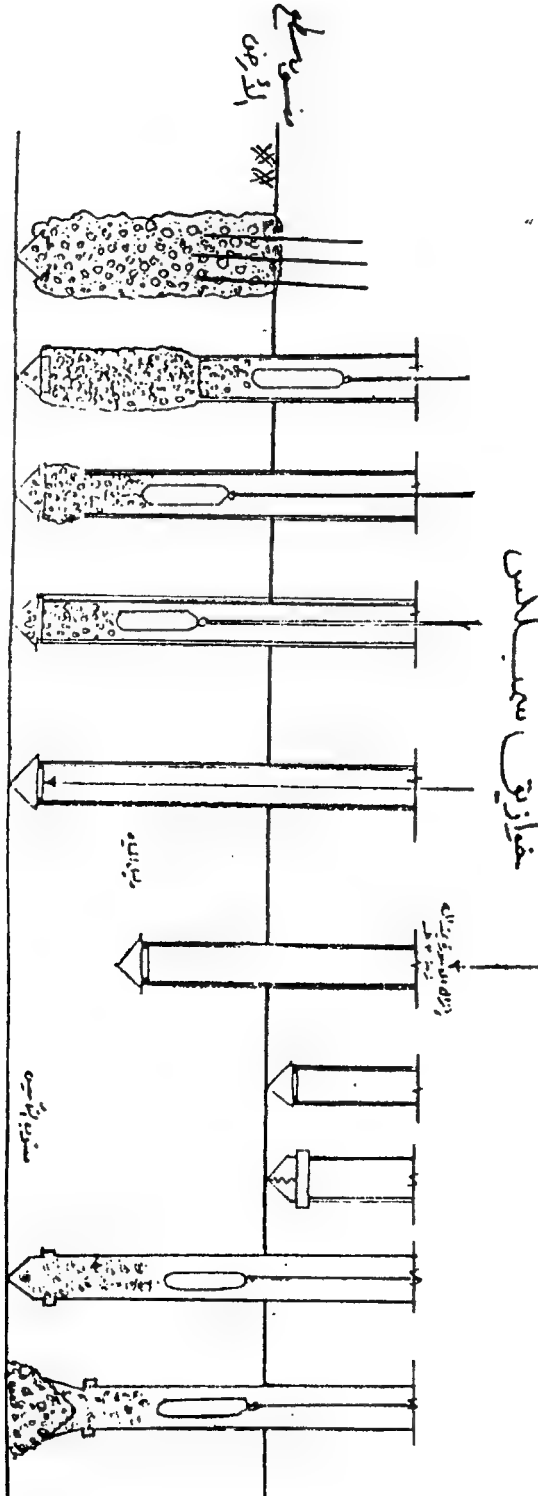
فى أن تعلق الماسورة بحبلى الونش وتحفظ رأسية بين دليلى آلة الدق فى الموضع المحدد للخازوق ويوضع فوق رأسها الطربوش، ويدق عليها بالمندالة حتى تصل إلى العمق المطلوب فيرفع الطربوش وتستبدل زنة ٣ طن بمندالة ثانية زنة ٨٠٠ كيلو جرام، وترفع إلى أعلا وتجهز خلطة خرسانية مكونة من ٠,٤ زلط + ٠,٢ رمل + ١٥٠ كجم أسمنت وتملأ الماسورة بارتفاع ١,٥ متراً ثم يستمر نزول المندالة داخل الماسورة لضمان الحصول على تجانس خرسانة الخازوق. ثم ترفع الماسورة بحيث يظل جزء من الخرسانة داخل الماسورة تكفى لمنع تسرب المياه والمواد الغريبة وخلطها بخرسانة الخازوق (فتفصل الخازوق إلى أجزاء) ثم يصب جزء آخر من الخرسانة وتدق بالمندالة وترفع الماسورة ... وهكذا. حتى يتم عمل الخازوق بالطول المطلوب مع مراعاة أن يكون ارتفاع الخرسانة داخل الماسورة بارتفاع كاف أثناء عملية الرفع، وذلك بتحديد علامة على الدليل داخل الماسورة. ولا يمكن تسليح هذه الخوازيق إلا باستعمال مندالة خاصة لدق الخرسانة يجرى داخلها حديد التسليح كدليل. وفى المعتاد توضع بعض الأسياخ فى الجزء العلوى من الخازوق لربطها بتسليح الميدة التى تربط رؤسها ويكون شكل الخازوق بعد الانتهاء من صنعه ذا جوانب غير منتظمة. إذ أن الخرسانة عند دقها تتشعب بجوانب الأرض وهذا فضلاً عن أن دق الماسورة الفارغة نفسها يضغط الأرض ضغطاً لا بأس به. وهذه الخوازيق هى أكثر الخوازيق شيوعاً فى مصر لأنها أقل الخوازيق كلفة ولأنها سهلة التنفيذ حيث إنه يمكن عمل نحو ثمانية خوازيق فى اليوم الواحد بعمق ٨,٥ أمتار فى الأرض المتوسطة الصلابة. وتلك الطريقة تنجح كل النجاح فى الأرض الطينية المتماسكة التى يمكنها باحتكاكها أن تحمل جزءاً من الحمل المكلف به الخازوق ومن أهم المشروعات التى استخدمت فيها خوازيق سمبلكس.

أساس مستشفى القصر العينى - أساس بناء محكمة القضاء العالى.

شكل رقم (١٢-٨) تبين طريقة تنفيذ هذا الخازوق.

الخوازيق

خوازيق سميك الكس



خوازيق ذات قاعدة متضخمة
خوازيق ذات قاعدة متضخمة وسطية
خوازيق ذات قاعدة متضخمة وسطية
خوازيق ذات قاعدة متضخمة وسطية

خوازيق رقيقة الكس

شكل رقم (١٢-٨)

٣- خوازيق فرانكى (Franki):

يكون الغلاف الخارجى لهذه الخوازيق من ماسورة أو اثنين أو ثلاثة تلسكوبية، وأن أنواع خوازيق فرانكى الموجودة لا يوجد أى خلاف فى عملها بالنسبة للخوازيق الخفيفة أو الثقيلة، وإنما الخلاف فى قطر الماسورة، حيث أن قطر الماسورة فى حالة الخازوق الخفيف ٤٠ سم من الخارج ويتراوح حملة بين ٤٠ إلى ٥٠ طن، وقطر الخازوق الثقيل ٥٢ سم من الخارج ويتراوح حملة بين ٨٠ إلى ٩٠ طن وتستعمل هذه الخوازيق فى حالة طبقات التأسيس على مسافات بسيطة من ١٠ إلى ٢٠ متراً ويمكن دق هذه الخوازيق على المائل بزاوية لا تزيد عن ١٥ فى وجود قوة أفقية شكل (١٢-٩).

❖ وتتلخص طريقة دق هذه الخوازيق فيما يلي:

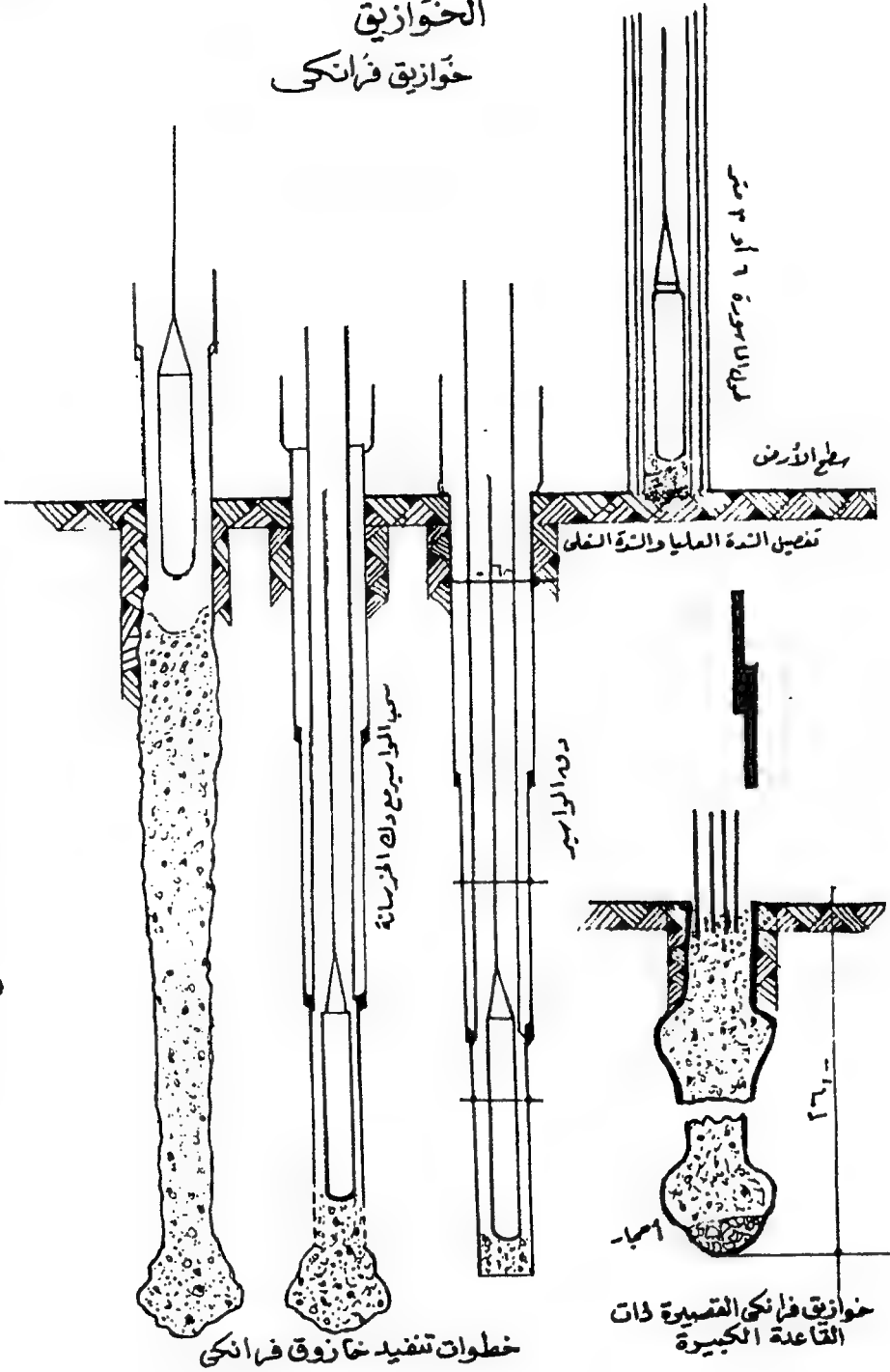
• توضع الماسورة رأسياً على سطح الأرض فى الموضع الذى يراد الدق فيه، ويوضع بداخلها زلط حرش بارتفاع ٢,٠٠ متر أو يوضع بداخلها خرسانة فلفلثة "ويسمى الباشرم" "البصلة" ثم تدق بمندالة وزنها ٤ طن تسقط حرة داخل الماسورة وعند استمرار الدق تنزل الماسورة لأسفل طبقاً للأرض. وتستمر عملية الدق حتى الوصول إلى المنسوب الذى حددته الجسة.

• ويصب الخرسانة داخل الماسورة بارتفاع كاف وتستمر عملية الدق بالمندالة داخل الماسورة مع استمرار صب وتثبيت الخرسانة من أعلى بالمندالة، ويجب ملاحظة وجود جزء من الخرسانة داخل الماسورة يكفى لمنع تسرب المياه والمواد الغريبة واختلاطهما بخرسانة الخازوق كما هو موضح بالشكل رقم (١٢-١٠).

• ويستمر رمى الخرسانة ودقها بالمندالة حتى تتكون للخازوق قاعدة من الخرسانة وبإزاحة التربة جانباً، وتتوقف القاعدة المتكونة إلى حد كبير على نوع الطبقة التى ينتهى عندها الخازوق. وبعد تكوين القاعدة يصب جزء آخر من الخرسانة فى الماسورة، ويدق قليلاً ثم ترتفع الماسورة إلى أعلى بواسطة الحبال المربوطة بها وتدق الخرسانة بالمندالة حتى يملأ الفراغ الذى كانت تشغله الماسورة قبل رفعها ثم يصب جزء آخر من الخرسانة ثم تشد الماسورة إلى أعلى مسافة أخرى، وتدق الخرسانة ثانياً على الفراغ ... وهكذا حتى يتم عمل الخازوق بالطول المطلوب مع مراعاة أن يكون ارتفاع الخرسانة داخل الماسورة بكامل ارتفاعها بعد عملية الرفع، وذلك بتحديد علامة على الدليل داخل الماسورة.

الخَوَازِيقِ خَوَازِيقِ فَرَانِكِي

ملاحظة: يمكن تسليع هذه الخوازيق بكمال ألواحها وذلك باستعمال
مناقلة خاصة جريء بالعلية أسياخ التسليح كدليل



شكل رقم (١٢-٩)

• ويوضع عادة ثلاثة أو خمسة أسياخ حديد قطر ١٦ مم وبطول من ٣ إلى ٥ متر وبكثافات حلزونية قطر ٨ مم على مسافة ٢٠ سم وملحومة بأسياخ التسليح وذلك لبط الخازوق بالميدة المسلحة أعلاه.

• أن خوازيق فرانكي لما لها من قاعدتها الكبيرة "البصلة" والتي تتفق مع طبيعة الأرض.

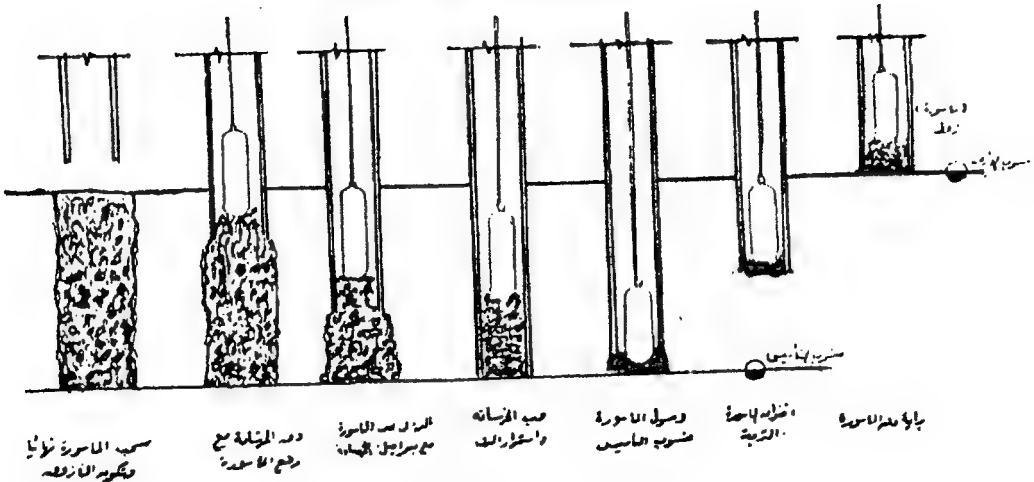
• تعتبر من المميزات لهذا الخازوق إضافة إلى ذلك أن جوانبه غير منتظمة حيث تتغير بتغير طبيعة طبقات الأرض التي تخترقها وقابليتها للإسقاط ودخول الخرسانة فيها تحت تأثير الدق.

• ومن مزايا هذا الخازوق كبر المقاومة إذا كان الصب متقناً حيث لا يهبط الخازوق أكثر من مليمترين إذا سلط عليه الحمل الاعتيادي وإذا زاد الحمل إلى ٥٠% فيكون الهبوط ١٠,٥ مليمترات.

• العيوب : غير اقتصادي في حالة الأعمال الخفيفة.

الخوازيق

خوازيق فرانكي



شكل (١٢-١٠)

٤- خازوق فيبرو (Vibro):

• تنفيذ هذه الأساسات على خوازيق ارتكازية بدق ماسورة حديدية خاصة بقطر خارجى ٤٠ سم بطول قد يصل إلى ١٧ متراً. نهايتها السفلى أكبر قليلاً من ذلك، ويركب فيها كعب مخروطى "زنبه" من الحديد الزهر يترك فى الأرض قطر حافظه ٤٥ سم، وذلك منع دخول المياه والأتربة بالماسورة أثناء دقها.

• وتدق الماسورة بواسطة الشواكيش النصف أتوماتيكية المناسبة يتراوح وزنها من ٢-٤ طن وبمسافة سقوط بين (١,٢٠ إلى ١,٨٠) متراً ودقاتها ٤٠ دقة فى الدقيقة.

• وبعد الوصول للعمق المطلوب تملأ الماسورة بالخرسانة ويصير دكها بواسطة حركة دق وسحب بواسطة الشفة السفلى للماسورة أى تنزل ٤ سم وتسحب ٢ سم، ويترتب على ذلك بأن يكون جوانب الخازوق على شكل مسنن، مما يزيد فى ضمان الاحتكاك والارتباط مع طبقات الأرض المحيطة بالخازوق، وبالتالي تزيد كفاءته ولكن لا يمكن أن تصل هذه التناؤات إلى عمق التناؤات الناتجة عن خازوق سمبلكس.

• والجدول رقم (١٢-٣) الآتى يبين أنواع الخوازيق فيبرو العادية:

جدول (١٢-٣)

نوع الخازوق	حمل التشغيل	حمل التجربة	طول الخازوق
فيبرو عادى بماسورة قطر ١٦	تتراوح من ٤٠ : ٦٠ طن	يصل إلى ١٠٠ طن	يصل إلى ٤٠ م
فيبرو عادى بماسورة قطر ١٨	تتراوح من ٥٠ : ٧٥ طن	يصل إلى ١٢٥ طن	يصل إلى ٣٥ م
فيبرو عادى بماسورة قطر ٢٠	تتراوح من ٦٠ : ٩٠ طن	يصل إلى ١٥٠ طن	يصل إلى ٣٠ م

• ومن الجدول أعلاه يختار نوع الخازوق، وذلك حسب نوع المنشأ المقام عليها وطبيعة طبقات التربة.

• وفى تنفيذ خازوق فيبرو. ينشأ من ملء الماسورة بأكملها بالخرسانة قبل سحبها أن تكون طبقات الخرسانة السفلى مضغوطة تحت ثقل الخرسانة التى

فوقها فيصعب والحالة هذه أن تخترقها مياه أو أتربة عند سحب الماسورة. وأن حركة الاهتزاز الذى يحدثه الدق والسحب المستمر تجعل خرسانة الخازوق متجانسة، على أن يراعى دائماً أن تكون نسبة ماء الخلط قليلة نوعاً ما "مغلطة" حتى لا تحدث هذه الاهتزازات صعود زبد الأسمنت إلى أعلا، وتختلف نسبة الأسمنت الداخل فى تكوين الخرسانة وفقاً للإجهادات المطلوبة تحميلها للخرسانة.

• ويمكن تسليح هذه الخوازيق بكامل طولها، أو بأى جزء منها لمقتضيات حالة كل منها، وفى كلتا الحالتين يجب أن توضع أسياخ التسليح بالجزء العلوى منها لضمان ربطها بتسليح الميدة الرابطة لرؤوس الخوازيق. وتستعمل هذه الخوازيق بنجاح فى الأرض الطينية المتماسكة حيث تساعد على الاحتكاك. وعموماً حمولة الخوازيق تتوقف على مقاومة الأرض التى يرتكز عليها ومقاومة الاحتكاك بين بدن الخازوق والتربة المحيطة به.

• مبين بشكل رقم (١٢-١١) رسم توضيح لتنفيذ خازوق فيبرو.

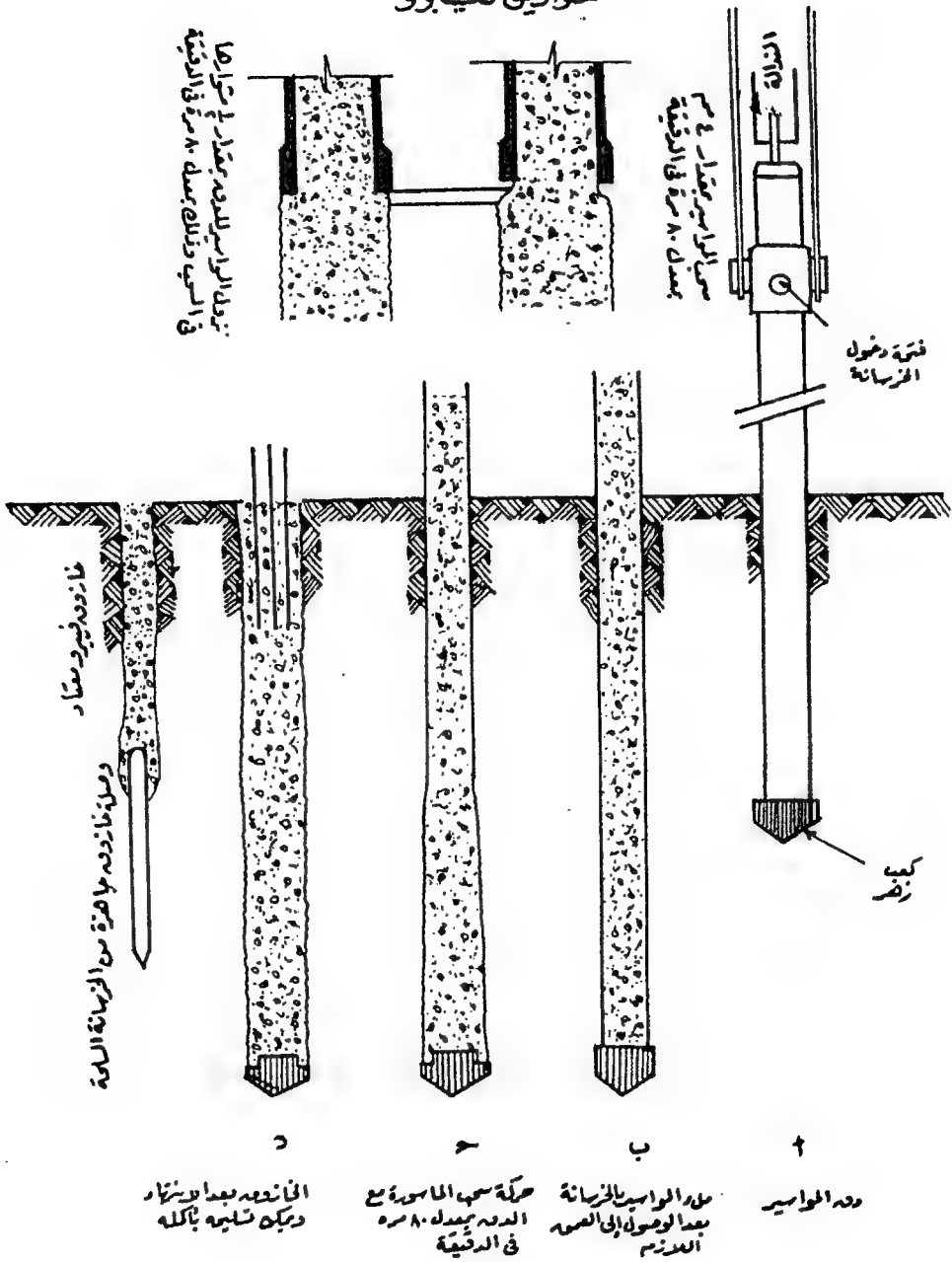
٥ - خوازيق استراوس (Strauss):

توجد طريقتان لتنفيذ خوازيق استراوس وهما ما يلى :

أ (الطريقة اليدوية:

• تغوص ماسورة هذا النوع من الخوازيق فى الآبار بالطريقة التى تحفر بها الآبار الارتوازية فالماسورة بقطر ٢٠ إلى ٤٠ سم. وتكون من عدة قطع من المواسير طول القطعة حوالى ٣ متراً وتجمع معاً بواسطة الجلب والقلاووظ. وتغوص هذه الماسورة بتفريغ مكان لها أولاً بأول أثناء نزولها بواسطة إنزال بلف من داخل الماسورة لتفريغ مكان لها. وتوجد عدة أنواع من هذه البلوف تختلف باختلاف استعمالها فى الطبقات التى تخترقها الماسورة فمنها ما هو للأرض الطينية أو الصلبة.

الخوازيق خوازيق فيبرو



خطوات تنفيذ خاويق فيبرو

شكل (١٢-١١)

• وعند الوصول إلى العمق والمنسوب المطلوبين التأسيس عندهم تملأ الماسورة أولاً بأول بالخرسانة ويدق عليها بالمندالة أثناء سحب الماسورة بالحبال والبكرة وهكذا تستمر هذه العملية حتى يتم ملء الماسورة بالخرسانة وسحبها باليد والكوريك وقد يمكن لهذه الخوازيق أن تتحمل من ٢٠ - ٢٥ طن للخازوق الواحد، إذا كان بعمق من ٦ - ٩ أمتار ويوجد من هذا النوع ما يستعمل فيه الهواء المضغوط بضغط قدره من ٢ إلى ٥ جوى وذلك لضغط الخرسانة وسحب الماسورة.

• وقد يتصادف عند سحب الماسورة أى صعوبة فيركب عليها حزام عريض من الخشب ويصير سحب الماسورة بواسطة كوريك. لا يمكن تسليح هذه الخوازيق نظراً لأن أسياخ التسليح تعوق مطرقة دك الخرسانة، ولكن يمكن تسليح رؤوسها فقط بأشواير لإمكان ربطها بتسليح الميد التى تربط هذه الرؤوس.

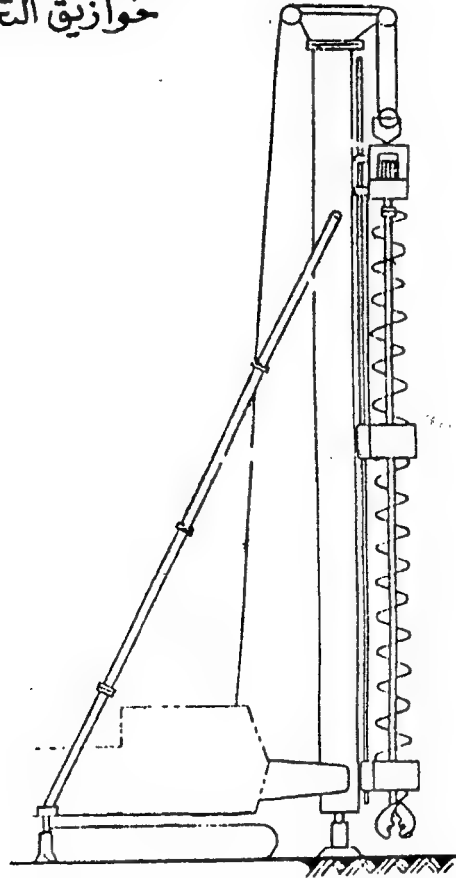
(ب) الطريقة الميكانيكية:

• تنفيذ هذه الأساسات باستعمال الطريقة التقليدية السابقة. بعد تطويرها فنياً بأن يدخل بلف داخل الماسورة لعملية التفويص، التى تتم بالطريقة اليدوية، ويتم عملية التفريغ ميكانيكياً إلى طبقات التربة المحدد الارتكاز عليها، وتصل أقطار الخوازيق من ١٠ إلى ١٢ بوصة بعمق يصل إلى ١٤ متراً ويعمل له تقفيسة حديد.

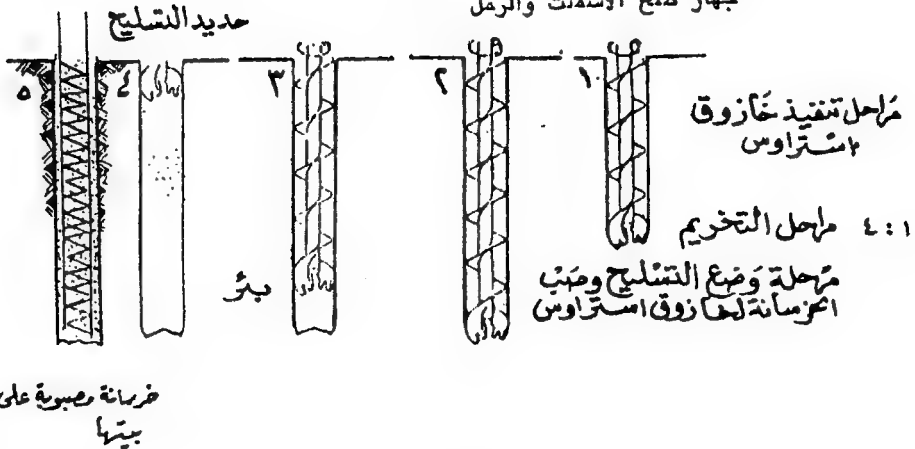
• وقد يعمل هذا الخازوق بطريقة أخرى فى الأرض الطينية، وذلك بحفر البئر بواسطة المثقب البريى إلى أن يصل للأرض الصالحة للتأسيس ثم يوضع تسليح الخازوق فيها وصب الخرسانة عليه ويتحمل مثل هذا الخازوق من ٢٠ إلى ٢٥ طن.

• مبين بشكل رقم (١٢ - ١٢) المثقب البريى وخازوق سترأوس.

خوازيق إستراوس خوازيق التخريم



الماكينة التي تقوم بالتخريم متركب في أعلاها
جهاز ضخ الأسمنت والرمل



شكل (١٢-١٢)

٦- خوازيق كمبرسول (Compressol):

• يتلخص تنفيذ هذه الخوازيق فى أن يحفر فى التربة ثقب مستدير بقطر حوالى ١,٠٠ متراً شكل (٨-١٦) وبالعق المحدد للخازوق، وتوضع أسطوانة من الحديد مفتوحة الطرفين لمنع انهيار التربة أثناء العمل. ثم تضغط التربة داخل هذا الثقب بواسطة حفارة "زنبه" كما هى موضحة بالشكل رقم (١٢-١٣-١٤) وذلك بتركها تسقط سقطات حرة متكررة من آلة الدق ومن ارتفاعات تختلف باختلاف نوع التربة الجارى العمل فيها. ويستمر تشغيل هذه حتى يصل قاع الثقب إلى طبقة صلبة أو إلى العمق المطلوب الذى سيصير عليه الارتكاز، ويراعى أنه إذا كانت طبقات التربة تميل للاهتزاز فيصير وقاية جوانب الثقب بغلافات أسطوانية على أن ترفع فيما بعد.

• وبعد الوصول إلى العمق المطلوب ترمى فى قاع الثقب كمية من الدبش "حوالى متر مكعب" يضاف إليها بعض من الجير العادى أو المائى، وتدك بواسطة زنبه أخرى تعرف بالدكاكة وهى المبينة بالشكل رقم (١٢-١٣-٢) تترك لتسقط سقوط حرة متكررة بنفس الطريقة فيتداخل الدبش فى قاع الثقب وفى جوانبه وبذلك تتكون قاعدة الخازوق وقد يتراوح قطرها بين ١,٢٠ : ١,٥٠ متراً.

• وبعد ذلك يملأ الثقب "البئر" بطبقات متعاقبة من الخرسانة تدق أولاً بأول بالمندالة المبينة فى الشكل رقم (١٢-١٣-٣) وتعرف باسم البطاطة فتتشعب الخرسانة بجوانب الثقب ويراعى أن يكون الماء المستعمل فى الخرسانة متناسب مع مائية التربة.

• ويمكن تسليح الجزء العلوى من الخازوق كما هو مبين بالشكل رقم (١٢-١٣-٤) الذى يبين خطوات عمل هذا الخازوق وذلك لضمان ربطها بالميد الرابطة لرؤوسها.

• قطر الخازوق بعد نهو حوالى متراً ويتحمل من ٨٠ إلى ١٢٠ طن.
• وتصلح هذه الخوازيق فى الأرض الطينية القابلة للضغط وذات التماسك المتوسط، الخوازيق عن المترين ويجب أن لا تقل المسافة بين محاور الخوازيق "الآبار" عن المترين.

• ولا تصلح إطلاقاً فى الأراضى غير القابلة للضغط كالرمال والحصى والطفل المتماسك وكذلك الأرض اللازجة والمطاطة والأراضى الرخوة المغمورة بالمياه، وذلك لصعوبة تشغيل الزنبه فيها.

خَوَازِيقُ كَمْبَرَسُول

أَنْوَاعُ الزَّرَبِ



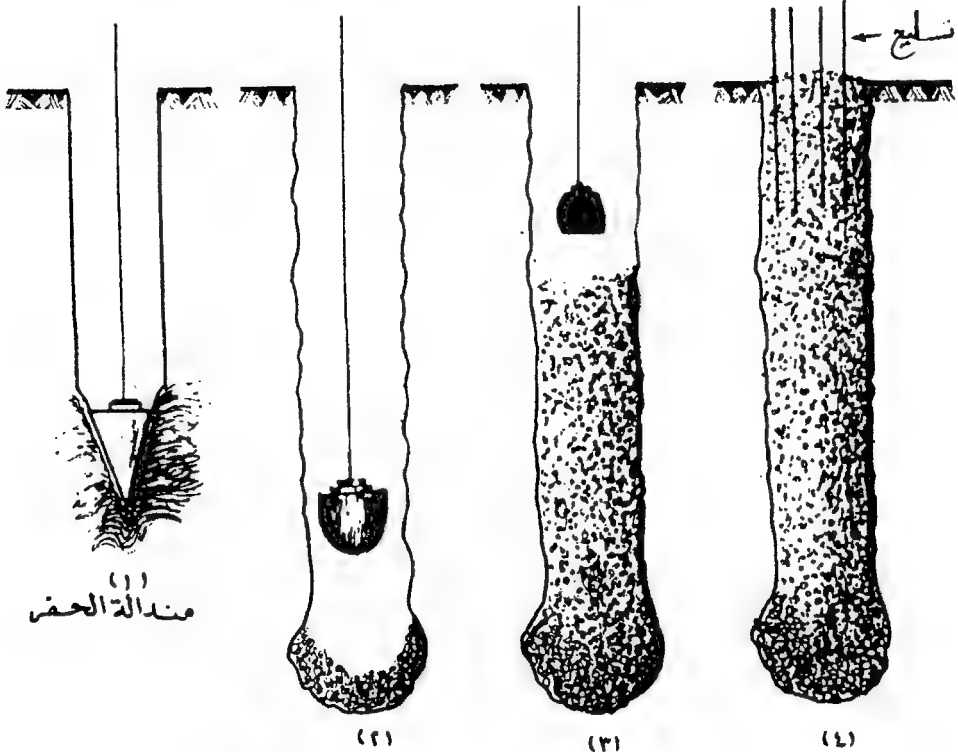
(١)
زنبه منروطه وزنه ٢ طن
قطره ٨٠ سم



(٢)
زنبه دكالة وزنه ٢ طن
قطره ٧٠ سم



(٣)
زنبه له (طالمة) وزنه ٥٠٠ كغم
قطره ٧٠ سم



(١)
منذالة الحفر

(٢)

(٣)

(٤)

البئر بعد الإنهاء مله البئر بالخرمسة ذلك الأحجار لتهيئة
والذلك القاعدة

خطوات تنفيذ خازوق كمبرسول

شكل (١٢-١٣)

١٢-٥-٦ تنفيذ الأساسات الخازوقية:

* مقدمة:

تنفذ الخوازيق عادة إما بالدق أو بالتثقيب أو بالهز أو بالجمع بين هذه الطرق الأساسية في التنفيذ. ويمكن لتسهيل التنفيذ اللجوء إلى الحفر المسبق للطبقات صعبة الاختراق أو ضخ مياه تحت ضغط. وعموماً فإن تنفيذ الخوازيق يجب أن يحقق سلامة جسم الخازوق ويؤكد نقله للأحمال المؤثرة إلى التربة بدون أن يسبب أى إضعاف لهذه التربة.

* معدات التنفيذ:

تشمل معدات التنفيذ أو أجزاؤها المذكورة فيما بعد، تلك التى لها تأثير مباشر على متابعة دقة التنفيذ. ولا يتسع المجال هنا لسرد جميع هذه المعدات ولكن تم التركيز على المعدات التى لها درجة أكبر من الأهمية أو الأكثر شيوعاً ويمكن اللجوء إلى كتالوجات الشركات المصنعة للحصول على بيانات مفصلة.

i - شواكيش الدق (Pile driving hammers):

هناك أنواع كثيرة من الشواكيش التى تستخدم فى دق أو دفع الخوازيق أو المواسير المستخدمة فى التنفيذ داخل التربة. وتكون الطاقة الأساسية المؤثرة ناتجة عن سقوط الثقل حراً فوق جسم الخازوق، ويمكن زيادة هذه الطاقة فى بعض الشواكيش كما سيوضح فيما بعد. ولكن يجب الأخذ فى الاعتبار تخفيض هذه الطاقة المحسوبة نظرياً نتيجة الاحتكاك داخل النظام الخاص بالشاكوش. وعموماً فإن العوامل التى تؤثر على تخفيض هذه الطاقة هى نوع الشاكوش، وحالته الفنية، وطريقة تشغيله. وبناء على ذلك فإن الطاقة الفعلية المؤثرة أثناء الدق تتراوح بين ٣٠ ، ٩٥ فى المائة من الطاقة النظرية والمقننة والمذكورة فى كتالوج الشركة المصنعة.

أ) شاكوش حر السقوط (Drop hammer):

• هو عبارة عن كتلة ثقيلة من المعدن غالباً حديد صلب يرفع ثم يسقط حراً تحت تأثير الجاذبية. ويكون الرفع بواسطة كابل من الصلب فى أسطوانة الونش. وينزل الشاكوش على قائم ماكينة الدق "mast or leader" ويتم التحكم فى مساره بواسطة دليل "hammer guide" أو أكثر مثبت فى القائم ويجب العناية بهذا الدليل حتى يكون سقوط الثقل رأسياً ومتمركزاً مع محور الخزوق أو الماسورة.

• وتتأثر الطاقة المؤثرة بالعوامل التالية :

- ١- الاحتكاك بين دليل الشاكوش وقائم الماكينة.
- ٢- عدم تمرکز الشاكوش مع محور الخزوق أو الماسورة.
- ٣- كفاءة عامل التشغيل وطريقة جذبه وتركه لكابل الرفع.

ب) شاكوش أحادى التشغيل (Single acting hammer):

يستعمل هذا النوع من الشواكيش البخار أو الهواء المضغوط لرفع الجزء المؤثر من الشاكوش (المطرقة أو اندفاق ram) والذي يسقط بعد ذلك حراً تحت تأثير الجاذبية. وتسمى المسننة التى تسقطها المطرقة حرة بالمشوار "stroke" ويختلف حسب الشاكوش المستعمل والطاقة المؤثرة. وعموماً يتراوح المشوار بين ٠,٩٠ - ١,٣٥ متر. ويمكن التحكم فى المشوار بواسطة أجهزة لتثبيت الطاقة المؤثرة وتتراوح سرعة المطرقة بين ٢٥ - ٤٠ دقة فى الدقيقة. ويتوقف اختيار المشوار وسرعة اندق على نوع التربة وحالة المعدات المستعملة.

جـ) شاكوش ثنائى التشغيل (Double acting hammer):

• يختلف هذا النوع من المندالات عن السابق ذكره فى (ب) فى أن البخار أو الهواء المضغوط يستخدم فى زيادة طاقة الدق أثناء هبوط المطرقة بالإضافة إلى سقوطها وبناء على ذلك فإن هذه القوة المؤثرة هى مجموع وزن المطرقة واندفاق ram) بالإضافة إلى قوة البخار أو الهواء المضغوط الدافعة إلى أسفل.

• ويتميز هذا النوع من المندالات عن المندالة أحادية التشغيل بالوزن الأخف للمطرقة وقصر المشوار وسرعة الدق.

د (شاكوش يعمل بالديزل (Diesel hammer):

• يعمل هذا الشاكوش وفقاً لنظام الاحتراق الداخلى الذى يتولد تحت ضغط داخل حجرة الاحتراق. ويبدأ تشغيل الشاكوش برفع الأسطوانة الداخلية "piston hammer" إلى أعلى ثم تركها لتسقط وعندما تقترب الأسطوانة من نهاية المشوار بدفع الوقود (الديزل) فى الحيز المخصص له والذى ينكمش بدوره نتيجة هبوط الأسطوانة وبذلك ينضغط مزيج السائل والهواء وتزيد درجة حرارته بمجرد ارتطام الأسطوانة بنهاية الشاكوش وعندئذ يحدث انفجار فيدفع الأسطوانة إلى أعلا ويعمل هذا الشاكوش كأحادى التشغيل S.A. أو ثنائى التشغيل D.A.

• ويجب التنويه هنا إلى أن الطاقة المقنتة التى تذكر فى كتالوج الشركة المصنعة يمكن أن تختلف كثيراً عن الطاقة الفعلية المؤثرة نتيجة عوامل كثيرة هى :

- ١- الطاقة الناتجة عن سقوط الأسطوانة الداخلية متغيرة حسب المقاومة الناتجة من التربة أثناء الدق.
- ٢- يوجد فارق كبير فى الطاقة المتولدة من الانفجار نتيجة الحرارة والاحتكاك وتسرب السوائل.

• ولذلك فإن الطاقة المقنتة "rated energy" فى كتالوج الشركة المصنعة قد تكون ضعف أو ثلاثة أضعاف الطاقة الفعلية المؤثرة ويتوقف ذلك على الحالة الفنية التى عليها الشاكوش.

- ويتميز هذا الشاكوش بطاقة كبيرة وسرعة دق عالية تتراوح بين ٤٠ - ٦٠ دقة فى الدقيقة. وتكون هذه السرعة العالية عاملاً مؤثراً فى حجم الطاقة المؤثرة. ويمكن التحكم فى سرعة الشاكوش عن طريق جرعة سائل الديزل الذى يدفع داخل حجرة الاحتراق. كذلك فإن هذه الطاقة تتأثر بالاحتراق غير الكامل أو السابق لأوانه. ولهذا كله يجب التأكد من الطاقة الفعلية لهذا الشاكوش عند استعمالها.

هـ) شواكيش أخرى (Other types of hammers):

• هناك أنواع أخرى من الشواكيش ولكن أقل استعمالاً من المذكورة عاليه نذكر منها :

- شاكوش اهتزازي Vibratory hammer.

- شاكوش مركب Compound hammer.

- شاكوش هيدروليكي Hydraulic hammer.

• يراعى فى اختيار المطرقة المناسبة أن تكون ذات وزن كاف للحصول على كفاءة عالية لاختراق الخازوق للتربة تحت تأثير ضرباتها. كما يجب ألا تقل كفاءة الدق عن حوالى ٣٠% ويفضل ألا يقل عن ٥٠% محسوبة باستعمال إحدى المعادلات الديناميكية المناسبة حيث لا يقل الاختراق النهائى عن ٢,٥ ملليمتر للدقة الواحدة ما لم يصل الخازوق إلى الصخر. ويجب ألا يزيد المشوار عن ١,٣٥ متر فى حالة المطرقة حرة السقوط.

• ولكفاءة الدق توجد علاقة بين وزن المطرقة ووزن الخازوق كما هو مبين على سبيل الاسترشاد فى الجدول رقم (١٢-٤). وعلى العمود فمن الأفضل استعمال مطرقة ثقيلة مع سقوط قليل حتى لا تتسبب جهود الدق المتولدة فى رأس الخازوق فى تفتيتها.

جدول (١٢-٤)

نوع الخازوق	وزن المطرقة الساقطة	وزن المطرقة البخارية
خشبي	لا يقل عن ضعف وزن الخازوق	لا يقل عن وزن الخازوق
صلب أو خرسانة	لا يقل عن وزن الخازوق	لا يقل عن ثلثي وزن الخازوق
ستائر حديدية	لا يقل عن ٢,٢٥ وزن الستارة	لا يقل عن ٢,٢٥ وزن الستارة
ستائر خشبية	لا يقل عن ٢,٢٥ وزن الستارة	
ستائر خرسانية	ما بين وزن الستارة و ٠,٦ من وزنها	
ملحوظات:		
(*) إذا كان الدق فى أرض سهلة وجب ألا يقل وزن المطرقة عن ١,٥ وزن الستارة.		
(**) يجب ألا يزيد مشوار المطرقة على ٠,٩٠ متراً فقط.		

ii - وسادة الشاكوش [hammer cushion (dolly)]:

• تثبت هذه الوسادة فى خوذة "helmet" أو طربوش الدق "driving cap" لتوزيع الإجهادات أثناء الدق بغرض حماية الخازوق أو الماسورة كذلك الشاكوش. ويجب أن تكون الوسادة مصنوعة من مادة خاصة تسمح بنقل الطاقة إلى الخازوق بدون فاقد كبير. والمواد المستعملة الشائعة هي:

أ (قطعة واحدة أو أكثر من الخشب الصلب "hard wood" بسمك لا يقل عن ١٥٠ ملميمتر وبحيث تكون الألياف فى اتجاه مواز لمحور الخازوق ويثبت الخشب داخل طربوش الدق بدون ترك فراغات. وعيوب هذه المادة هو كسرها بسبب الضغط أو احتراقها كما أنها تمتص جزءاً كبيراً من الطاقة المؤثرة.

ب (أسطوانة من الألومنيوم ولها ميزة نقل طاقة أكبر كثيراً من الخشب الصلب كما أنها تنضغط إنضغاطاً مرناً تحت تأثير ضربة المندالة ولها عمر كبي. وبالتالي فإن ذلك يؤدى إلى نقل منتظم للطاقة إلى الخازوق أثناء الدق مما يؤدى إلى زيادة الثقة فى كفاءة الخازوق عن طريق التحكم فى الطاقة المؤثرة.

ج (أسطوانة من البلاستيك (فبرا) وتماثل فى خواصها مادة الألومنيوم السابقة من حيث الكفاءة حيث أنها تعطى معامل رجوع "coefficient of restitution" أكبر كثيراً مما للخشب.

• ويمكن إضافة مواد أخرى إلى المواد الرئيسية المذكورة سابقاً مثل حبال النايلون أو الحرير أو الصلب التى تلف حول نفسها وتكون أسطوانة توضع أسفل الأسطوانات السابقة كذلك يمكن عمل طبقات متتابعة من هذه المواد. وعموماً فإن اختيار المادة أو المواد للوسادة يتوقف على نوع التربة وتوافر هذه المواد وتكلفتها.

iii - وسادة الخازوق (Pile cushion, Packing):

تستعمل هذه الوسادة فى حالة الخوازيق سابقة الصب فقط فتوضع بين الخازوق والخوذة وتكون المادة المستعملة عادة من الخشب الطرى.

iv - قائم الماكينة (Leader or mast):

أهمية قائم الماكينة هو تثبيت الخازوق أو الماسورة الخ والشاكوش ويكون التثبيت عن طريق دليل أو أكثر. ويجب فحص القائم جيداً قبل التنفيذ للتأكد من رأسيته وعدم وجود أى انحناءات أو انتفاخات به، وكذلك يكون القائم ذا جساءة عالية ليتحمل الإجهادات الناتجة عن الدق أو السحب. ويتم إصلاح القائم فوراً عند حدوث أى أعطاب حتى لا تتراكم ويكون إصلاحها صعباً، وحتى لا يؤثر ذلك على دقة التنفيذ.

v - ماكينات الحفر:

يتم الحفر إما بواسطة صينية دوارة "rotary table" كما فى معظم أنواع الخوازيق مثل خوازيق الحفر البريمى المستمر (C.F.A)، أو الحفر الدوار "rotary drilling" التى تستعمل فيها مادة البنتونيت، أو التى يستعمل فيها ماسورة مؤقتة على وصلات أو الحفر بكباش أو يتم الحفر بواسطة بلف ساقط لتجميع التربة "precussion" كما فى خوازيق سترراوس.

أ (الصينية الدوارة (Rotary table):

تعمل الصينية الدوارة على إحداث حركة دائرية فى مستوى عمودى على محور الخازوق ويسبب هذه الحركة عادة موتور هيدروليكي متصل به مجموعة مخفضات للسرعة "speed reducer" أو بواسطة "torque converter".

ب (مصدر القوى (Power pack):

يتكون من موتور "diesel engine" وظلمبة زيت "hydraulic pump" تدفع الزيت إلى الموتور الهيدروليكي أو "torque converter" لإحداث الحركة. ويمكن استعمال مصدر طاقة واحدة لحركة الصينية الدوارة بالإضافة إلى حركة الونش. ويجب التأكد من أن طاقة مصدر القوى "applied torque" تتناسب مع المقاومة أثناء الحفر والتى تعتمد على نظام الحفر وقطر الخازوق وطوله.

جـ) أداة الحفر:

يكون الحفر بواسطة بريمة أو بلف وفي كلا الحالتين يتم تزويدهما بحوافز أو أظافر "teeth" لتسهيل عملية الحفر. وتتآكل هذه الأظافر بمرور الوقت وحسب نوع التربة. ولذلك يجب فحصها من حين لآخر لأكثر من سبب أهمها أنها تعطي القطر الخارجى للخازوق. ولذا يعوض هذا التآكل باللحام المباشر أو لحام سيخ للحرف الخارجى للظفر. وتنزلق البريمة "auger" على قائم الماكينة "mast" فى حالة نظام الحفر البريمى المستمر (C.F.A)، وعندئذ يجب التأكد من جساءة القائم لتحمل الى الناتج عن مقاومة التربة، ويمكن إنزال البريمة أو البلف بواسطة عامود تلسكوبى "telescopic killiy" وذلك فى حالة أنظمة الحفر الأخرى.

✻ تنفيذ الخوازيق:

الطرق الشائعة للتنفيذ هى الدق والحفر، وهناك طرق أخرى أقل شيوعاً مثل التنفيذ بالاهتزاز أو دفع المياه تحت ضغط أو البرم. ويمكن استخدام أكثر من طريقة فى التنفيذ. ويشمل التنفيذ المناولة والتخزين ثم اختيار أنسب المعدات واستعمال طرق خاصة بقصد الوصول إلى كفاءة أو جودة عالية أو تقليل المشاكل المتعلقة بالتنفيذ.

i - المناولة والتخزين:

• عند مناولة أو تخزين الخوازيق مثل سابقة الصب أو خوازيق حرف (H) الطويلة أو الخوازيق الخشبية يجب العناية تماماً بحيث لا يسبب ذلك تكسيراً أو اعوجاجاً لجسم الخازوق. فيجب تزويد جسم الخازوق بعدد من النقاط الكافية لرفعه أو نقله. وتكون هذه النقاط خصوصاً فى الخوازيق سابقة الصب محددة مسبقاً بواسطة الحسابات الإستاتيكية كذلك يجب تجنب وقوع الخوازيق عند رصها أو نقلها.

• وبالنسبة للخوازيق الخشبية بالإضافة إلى ما سبق فيجب الاحتراس الشديد حتى لا تتسبب معدات النقل والتستيف في عمل خدوش أو تشققات في السطح الخارجى للمعالج لجسم الخازوق. كذلك يجب تحديد نقط الارتكاز أثناء التخزين حتى نتجنب الانحناءات الدائمة.

ii - اختيار الشاكوش:

يتوقف اختيار المندالة على عدة عوامل :

- ١- الحمولة المأمونة للخازوق: ففى حالة الحمولات الكبيرة يجب الاستعانة بشاكوش ذى طاقة عالية.
- ٢- نوع التربة وتتابع الطبقات المختلفة: فعند تواجد طبقات ضعيفة أو رخوة فتكون المندالة ذات الطاقة الصغيرة مناسبة. وتكون دقات المندالة متتابعة ذات مشوار قصير.
- ٣- طول الخازوق أو الماسورة: ومنها يحسب وزن المطرقة المناسبة ويفضل ألا تقل كفاءة الدق عن ٥,٥. وتحسب الكفاءة من معادلة هايلى بند (١٢-٥-١٠). ويمكن الرجوع إلى كتالوج الشركة المصنعة لحساب الكفاءة فى حالة الشاكوش ثنائى التشغيل (D.A.) أو المندالة التى تعمل بالدبزل أو خلافه.
- ٤- سمك الوسادة المستخدم ونوع المادة المصنوع منها: وذلك لقدرتها على امتصاص الطاقة المؤثرة.
- ٥- نوع الخازوق: حتى لا تتسبب زيادة الدق فى إلحاق الضرر بالخازوق كما هو الحال فى حالة الخوازيق سابقة الصب.

iii - دق الخوازيق:

• قبل البدء فى دق الخوازيق الحاملة يجب عمل اختبارات التربة اللازمة للتأكد من طبيعة الأرض وخواصها، ومنها يمكن معرفة عمق التأسيس التقريبى، وبذلك يمكن تحديد طول الماسورة المستعملة أو طول الخازوق فى حالة

الخوازيق سابقة الصب. ثم تعمل تجربة الدق لتحديد المناعات المناسبة لحمل التشغيل على الأعماق المختلفة الصالحة للتأسيس. وتحسب المناعات باستعمال إحدى المعادلات الديناميكية المعروفة وإن كان أكثرها شيوعاً في مصر هي معادلة هابلي. وفي حالة تكثيف التربة نتيجة عملية الدق فيمكن عمل أكثر من تجربة دق أثناء التنفيذ لتحديد المناعات الجديدة.

• هذا ويجب التأكد من رأسية الخازوق أو الماسورة قبل وأثناء الدق بواسطة ميزان مياه طوله لا يقل عن ١٥٠ ملليمتر (٠,٥٠ قدم) ويسمح بتجاوز في ميل الماسورة أو الخازوق قدره ٢% وتؤخذ المناعات عند منسوب التأسيس ٣ مرات على الأقل. ويجب أن تكون قيمة تلك المناعات متناقصة أو على الأقل ثابتة.

• ويمكن تسهيل عملية الدق خصوصاً في الأراضي الرملية والزلطية بواسطة ضخ المياه تحت ضغط إما قبل الدق أو أثناءه مع ضرورة التأكد من عدم تأثير ضخ المياه على قدرة تحمل الخازوق الجارى تنفيذه أو الخوازيق المجاورة. ففي حالة الضخ قبل الدق يجب التأكد من عدم فقد التربة حول أركان المباتى المجاورة أو الخوازيق التى سبق دقها. كذلك فى حالة وجود أحجار أو زلط كبير فى التربة فإن الضخ يعمل على تجميع هذه الأحجار فى نهاية الثقب المضخوخ "presetting / jetting while driving" مما يجعل الدق بعد ذلك صعباً إن لم يكن مستحيلاً. وفى حالة الضخ أثناء الدق فيجب العناية بتوزيع الضخ فى نهاية أو حول جسم الخازوق حتى يكون متجانساً حيث أن عدم تجانس الضخ يمكن أن يؤدي إلى اتحناء فى الخازوق وقد يؤدي ذلك إلى كسره ويجب أن يكون لكل مخرج مياه "jet" مأخذ مستقل للمياه. ويجب تحديد قوة الضخ حتى لا يؤثر ذلك على المباتى أو الخوازيق المجاورة. وبعد الضخ يجب استكمال الدق إلى منسوب أعماق من المنطقة المتأثرة بالضخ.

• هذا ويمكن تسهيل عملية الدق أيضاً بالحفر المسبق "predrilling" وهى عملية يمكن التحكم فيها عن الطريقة السابقة "jetting" حيث أن تأثيرها

الضار على الخوازيق والمباني المجاورة أو على قدرة الخازوق لتحمل الأحمال أقل كثيراً. والحفر المسبق ينجح في معظم أنواع التربة على أنه يمكن الاستعانة بالبنتونيت أو الماء لضمان بقاء الحفرة مفتوحة بعد الانتهاء من الحفر. وفي جميع الأحوال فإن عملية الحفر المسبق تحتاج إلى معدات إضافية للحفر والضخ وإلى خبرة فنية لاختيار أداة الحفر وضغوط الماء المناسبة سواء كان الضخ بطريقة الدورة المباشرة "direct circulation" أو الدورة العكسية "reverse circulation" وتوجد طريقة أخرى لمساعدة الدق وهي عبارة عن دق ماسورة مفتوحة في نهايتها السفلى لاختراق الطبقات الصعبة ثم سحب الماسورة المحتوية على التربة وتنظف الماسورة بعد ذلك بمعاونة المياه تحت ضغط إذا لزم الأمر. وهذه الطريقة تستلزم أن تكون التربة بها بعض اللدونة أو التماسك حتى لا تتساقط من الماسورة أثناء سحبها.

iv - حفر الخوازيق:

• عند عمل أبحاث التربة في حالة خوازيق الحفر يجب عمل عدد مناسب من الجسات كما يجب الاعتماد على التجارب الحقلية مثل تجارب الاختراق القياسي أو المخروط الهولندي الخ. ويستحسن استخدام أكثر من طريقة لمقارنة النتائج حيث أن أبحاث التربة هي الوسيلة الوحيدة لتحديد طول الخازوق وتحمله، على أنه في بعض المعدات الحديثة أجهزة لقياس الجهود الناتجة أثناء عملية الحفر والتي يمكن أن تكون مؤشراً للوصول إلى طبقات التأسيس المناسبة.

• ويتوقف نجاح عملية الحفر على المعدة المستعملة أي نظام عملها ومدى ملائمتها لنوع التربة - فمثلاً في حالة التربة الرملية الجافة وغير المتماسكة تكون الأنظمة التي تعتمد على المياه أو البنتونيت فقط غير ملائمة وفي هذه الحالة يجب الاستعانة بـ "boulders" فإين الحفر بطريقة البريمة غير عملي. وفي هذه الحالة يستخدم كباش "grab" لسحب الأحجار أو

كاسور "percussion rod" لتفتيتها. ويجب اختيار الأظافر "bits" المناسبة لنوع التربة. ففي حالة الطبقات المتحجرة أو الصخرية يجب استخدام أظافر مصنوعة من مادة الكاربورندم "carborundum bit" وعند استخدام البريمة في الحفر فإن المسافة بين أسلحة البريمة "pitch" ودرجة ميلها تختلف حسب نوع التربة ففي حالة التربة الطينية تكون المسافة أكبر ودرجة الميل أقل عنها في حالة التربة الرملية.

• ويجب أن تكون قدرة الحفر "applied torque" مناسبة لقطر الخازوق وطوله ونوع التربة والنظام المستعمل. ففي حالة استخدام نظام الحفر البريمي المستمر "continuous flight auger" يتطلب ذلك قدرة أعلى من الحفر بنظام الكباش "grab" أو "bucket". مما تقدم يتضح أن اختيار نظام الحفر الملائم لنوع التربة وقطر الخازوق وطوله يجب أن يتحدد بدقة ويعتمد في المقام الأول على الخبرة ومدى إمكانية التغيير من نظام إلى آخر بنفس المعدة أو بتغيير بسيط في المعدات المساعدة أو الوصلات وفي أحيان كثيرة يتطلب ذلك عمل تجارب حفر مسبقاً قبل بدء العمل.

٧ - صب الخرسانة:

قبل صب الخرسانة في جميع أنواع الخوازيق يجب التأكد من خلو فراغ الخازوق من أي مواد غريبة. ويجب أن يكون الزلط والرمل المستخدم خالياً من الشوائب والأتربة والمواد الجيرية أو أي مواد أخرى تؤثر على جودة الخرسانة. ويمكن في أضيق الحدود في حالة عدم الحصول على النوعية المطلوبة بسبب ظروف مكان العمل أو خلافه استعمال المواد المحلية المتاحة ولكن بعد اختيارها بعد تصميم الخلطة المناسبة في أحد المعامل المعتمدة مع كتابة تقرير عن ذلك.

أ) خوازيق ذات غلاف مسدود:

• تصب الخرسانة عادة من أعلى الخازوق ونظراً لوجود كعب "shoe" أسفل الغلاف فإن الصب يتم في وسط جاف تماماً ولا يسمح بوجود أكثر من

١٥٠ ملليمتر ارتفاع من المياه داخل الغلاف أو الماسورة. وفي حالة وجود مياه أكثر من ذلك حتى ٥٠٠ ملليمتر فيوقف الصب وتتم ملاحظة منسوب المياه. فإذا لم ترتفع خلال فترة ١٠ دقائق فيتم نزع المياه من داخل الماسورة حتى ارتفاع ١٥٠ ملليمتر ثم يسمح بالصب بعد زيادة نسبة الأسمنت في أول نصف متر مكعب خرسانة. أما إذا زاد ارتفاع المياه عن ٥٠٠ ملليمتر فيجب سحب وإعادة دق الخازوق بعد ملء التجويف بالتربة المناسبة. ويجب أن تكون الخرسانة متجانسة وذات سيولة تسمح بتدفقها "flowing". حيث أن الخرسانة التي تميل إلى الجفاف "low slump" تؤدي إلى وجود تعشيش في جسم الخازوق "honey comb" بالإضافة إلى احتمال حدوث تكهف "arching"، مما يؤدي إلى عدم انتظام في قطاع الخازوق أي ظاهرة الاختناق "necking" وللتغلب على ذلك يستعمل الدق على الماسورة أثناء سحبها بضربات سريعة أو قصيرة أو باستعمال هزاز داخلي أو خارجي. كما أن هذه المشاكل يمكن تجنبها إذا كانت الخرسانة ذات "slump" = ١٥٠ مم \pm ٢٤ مم.

• ويجب ألا يقل ارتفاع الخرسانة داخل الماسورة عند بدء سحبها عن ٤ متر أو ما يعادل الضغط الإستاتيكي للمياه الأرضية أيهما أكبر لمنع الماء والتربة من الدخول في الماسورة كما يجب زيادة الخرسانة أثناء السحب لتعويض تخانة الخرسانة.

• إذا زاد طول الماسورة عن ١٥ متر فيجب زيادة نسبة الأسمنت بمقدار ٥٠ كيلو جرام في أول نصف متر مكعب خرسانة لضمان عدم حدوث أي انفصال ولو جزئي.

ب) خوازيق ذات غلاف مفتوح:

• وفي حالة الغلاف المفتوح يتم الصب من أعلى بواسطة مزراب "shoot" إذا كان الغلاف جافاً. أي أن منسوب المياه الأرضية أكثر عمقاً من كعب الخازوق، وتكون الخرسانة ذات "slump" = ١٥٠ مم \pm ٢٥ مم. وفي أحوال الصب الصعب مثل وجود حديد كثيف أو أطوال خوازيق كبيرة أو خوازيق ذات

ميول كبيرة فيجب استعمال خلطة خاصة تقل فيها كمية الزلط الكبير وتزيد بالتبعية كمية الزلط الرفيع والرمل والأسمنت وذات "Slump" 175 ± 25 مم.

• وفي حالة صب الخرسانة داخل الماء أو معلق البنتونيت فيجب استعمال ماسورة قطرها حوالي ١٥٠ ملليمتر ذات قمع في أعلاها "tremie pipe" وتكون نهاية الماسورة دائماً مغموسة في الخرسانة مسافة لا تقل عن ٢٠٠ ملليمتر لضمان عدم غسل الخرسانة بالماء الموجود داخل الغلاف. ويجب سحب المياه أثناء إزاحتها بالخرسانة بواسطة ظلمبة. ويفضل عدم هز الخرسانة حتى نتجنب حدوث سيولة "bleeding". وعند سحب الغلاف أو الهز أو بواسطة "oscillator".

(ج) خوازيق محفورة بواسطة بريعة (Continuous flight auger):

يتم صب الخرسانة بضخها بظلمبة ذات ضغط كاف يمكن التحكم فيه. ولضمان تدفق الخرسانة يجب أن يكون "slump" 175 ± 25 مم ويفضل إضافة مواد لتأخير الشك الابتدائي "retarders" ومواد زيادة اللدونة "plasticizers" وقبل بدء الضخ ترتفع البريمة قليلاً ٢٠٠ - ٣٠٠ ملليمتر للسماح بطرد سداة ماسورة البريمة.

١٢-٥-٧ الاحتياطات الواجب مراعاتها أثناء تنفيذ الخوازيق:

i - مقدمة:

معظم أنواع الخوازيق معرضة بعض الشيء لحدوث تلفيات بها أثناء التنفيذ على أنه باستعمال المعدات الحديثة وطرق التنفيذ المناسبة يمكن تلافي هذه التلفيات أو تقليلها ويجب أن نشير إلى أن التنفيذ الجيد لا يعنى عدم حدوث تلفيات للخازوق فحسب ولكن أيضاً يؤكد سلامة جسم الخازوق وقدرته لتحمل الإجهادات الناتجة أثناء التنفيذ. وفي بعض الأحيان يتطلب الأمر عمل أبحاث تربة على درجة عالية الدقة والكفاءة لتفادي حدوث إتلافات للخوازيق أثناء تنفيذها.

ii - الخوازيق الخشبية:

• لتلافى حدوث إتلافيات بمقدمة الخازوق "tip" يجب عدم الدق فى الأرضى التى توجد بها عوائق كثيرة أو التى تسبب مقاومة شديدة أثناء الدق. وعموماً فإنه من الأفضل تزويد الخوازيق الخشبية بمقدمة حديدية لحماية مقدمة الخازوق خصوصاً للخوازيق التى تعتمد أساساً على الارتكاز وتكون هذه المقدمة مسطحة وتغطى المقدمة بالكامل.

• ويجب ملاحظة تتابع نزول الخازوق أثناء الدق. فعند انخفاض مقاومة الأرض فجأة أى سرعة نزول الخازوق يكون ذلك مؤشراً لاحتمال حدوث كسر فى الخازوق ويمكن فى هذه الحالة سحبه وفحصه أو دق خازوق بدلاً منه. كذلك عند زيادة المقاومة فجأة يجب التوقف عن الدق حيث أن شدة الدق "overdriving" هى أهم الأسباب التى تؤدى إلى كسر الخوازيق الخشبية وعموماً فإن مقاومة الأرض التى تعادل ٢٥ ملليمتر اختراق لكل ٥ دقائق باستعمال شاكوش ذو طاقة ٢٥ كيلو نيوتن متر (٠,٢٥ كجم.سم) تعتبر الحد الذى عنده يتوقف الدق لخازوق مقطعه حوالى ٣٠٠ × ٣٠٠ ملليمتر.

iii - الخوازيق الحديدية قطاع (H):

• هذه الخوازيق تكون عادة قابلة للثنى. ولذلك فإن الخوازيق الطويلة منها يكون من الأفضل سندها على مسافات بطول قائم الماكينة "mast" لمنع انبعاجها "buckling" أثناء الدق.

• ويجب التأكد من عدم وجود عوائق تحت سطح الأرض حيث يؤدى ذلك إلى تهشيم مقدمة الخازوق. ويمكن تلاف ذلك بتزويد المقدمة بالتقويات المناسبة. ونظراً لصغر القطاع بالنسبة للطول فإن هذه الخوازيق لها قابلية للانحراف عن مكاتها خصوصاً عند مقابلتها لطبقات صخرية مائلة. ويمكن زيادة جساءة الخازوق أو عمل حفر مسبق لتقليل الانحراف. وفى الحالات التى يستدعى فيها رصد هذا الانحراف يكون ذلك بتزويد الخازوق بمواسير فحص تعمل بداخلها أجهزة الرصد "inclonometer". ويجب التأكد قبل الدق من أن

القطاع التصميمي يتحمل إجهادات الدق للوصول إلى الأعماق المطلوبة أخذها في الاعتبار نوع الأرض التي سيخترقها.

iv- خوازيق خرسانية سابقة التجهيز:

• هناك عدة مشاكل تصاحب دق هذا النوع من الخوازيق يمكن تلخيصها

كالآتي :

١- تهشم جزئي spalling

٢- تشققات cracking

٣- كسر breaking

• ويحدث التهشم الجزئي إما عند نهاية الخازوق "pile tip" أو عند

الرأس "pile head" أو عند زوايا جسمه. ومن العوامل التي تؤدي إلى ذلك :

(أ) شدة مقاومة الأرض للدق.

(ب) ضعف وسادة الدق.

(جـ) عدم تمركز الشاكوش مع الخازوق أثناء الدق.

(د) عدم الدقة أثناء تصنيع الخازوق كأن يكون السطح الأفقي لرأس الخازوق

غير معتمد مع المحور الرأسي، أو أن يكون حديد التسليح مكشوفاً عند

الرأس، أو عدم وجود كمادات كافية عند رأس الخازوق أو نهايته.

(هـ) عدم شطف الزوايا في حالة الخوازيق المربعة.

• وتحدث التشققات على طول جسم الخازوق بسبب زيادة الإجهادات

الناتجة عن الضغط أو الشد أو اللي نتيجة شدة مقاومة الأرض، أو حدوث انحناء

في جسم الخازوق. وعندما تزيد هذه الإجهادات بدرجة كبيرة يؤدي ذلك إلى كسر

الخازوق.

• هذا ولمنع حدوث التهشم الجزئي في نهاية الخازوق يجب تفادي شدة

الدق خصوصاً عند وجود عوائق أو عند الدق حتى الطبقة الصخرية. كما أن

العناية بوسادة الدق والتأكد من تمركز الشاكوش مع الخازوق يمنع حدوث

التهشم الجزئي عند رأس الخازوق. ويمكن تقليل احتمال حدوث التشققات

خصوصاً في حالة الخوازيق الطويلة ذات القطاع الصغير إذا زود قائم الماكينة "mast" بدلائل "guides" على مسافات لتفادي الانبعاج أثناء الدق. وتكون هذه الدلائل مهمة في حالة الخوازيق المائلة لتفادي الانحناء نتيجة وزن الخازوق.

• وعندما يقابل الخازوق مقاومة ضعيفة أثناء الدق يجب تقليل الدق حتى لا يؤدي ذلك إلى حدوث قوى شد "tensile forces" والتي بدورها تحدث تشققات. ويستمر تقليل الطاقة حتى تزداد المقاومة أي رد الفعل. وتحدث قوى الشد أيضاً إذا لم تقابل موجات الإجهادات المنعكسة من أسفل إلى أعلى الوزن والتركيبية المناسبة "pile cushion system" لوسادة الدق والتي يجب أن تعمل على عدم انعكاسها مرة أخرى إلى أسفل كموجة شد "tensile wave". ويمكن تقليل قوى اللي "torsion" إذا استعمل طربوش دق "helmet or driving cap" بحيث يسمح بدوران الخازوق أثناء الدق. وعموماً فإن معظم المشاكل التي تصاحب الدق يمكن تقليلها بصورة فعالة إذا اعتنينا بتركيبية الوسادة مع الطربوش.

• وفي حالة عمل وصلات يجب التأكد من استقامة الوصلات مع الخازوق الأصلي لتفادي الانحناء والانبعاث عند الوصلات. حيث أن ذلك يمكن أن يؤدي إلى شرخ أو إلى كسر الخازوق. كما يجب أن تكون هذه الوصلات مصممة بحيث يمكنها نقل طاقة الدق وتحمل كل الإجهادات الناشئة عن الدق والمناولة والتخزين الخ.

• وعند التنفيذ في المياه يجب حماية الخوازيق من الانحناءات الزائدة "excessive bending" نتيجة الأمواج والتيارات المائية ووزن الخازوق والصدمات. ويكون ذلك بعمل شكالات مؤقتة "temporary bracing" إلى أن يتم ربط الخوازيق في المنشأ. وفي حالة الخوازيق المائلة "batter" المدقوقة في المياه يجب ربط رؤوس الخوازيق بشكالات مؤقتة قبل فكها من قائم الماكينة.

٧ - خوازيق الدق المصبوبة فى مكانها:

• تنفذ هذه الخوازيق بدون استعمال ماسورة دائمة ولذلك يجب تفادى حدوث تحرك جانبى للتربة أو أى عوائق موجودة بها فى اتجاه الخازوق الذى انتهى صبه، أو تحرك التربة رأسياً بسبب زيادة تكثيفها أثناء الدق. أو تولد ضغوط فى التربة غير القابلة نوعاً ما للإضغاط. وعليه فإن هذا النوع من الخوازيق معرض للمشاكل التالية : مثل النقص فى القطاع الخرسانى أو تداخل التربة مع الخرسانة، أو الانفصال الكامل.

• لذلك يجب الاحتياط عند تنفيذ هذه الخوازيق بأن توضع خطة مسبقة لتتابع الدق. وعموماً فإنه فى جميع الأحوال يكون الدق من الداخل إلى الخارج ويفضل ألا تقل المسافة بين الخازوق المدقوق الحديث الصب والخازوق الذى يليه عن حوالى ٢,٥ متر. ويجب ملاحظة السطح العلوى للخرسانة فى الخازوق الذى انتهى تنفيذه أثناء العمل فى الخازوق الذى يليه فإذا ارتفعت الخرسانة أو انخفضت بصورة واضحة فيجب إيقاف الدق فوراً ومعرفة السبب قبل البدء فى التنفيذ مرة أخرى إما بتكملة الدق فى نفس الخازوق أو بتنفيذ خازوق بديل.

• ويجب الاحتياط لمنع حدوث ظاهرة "arching" فى الخرسانة التى تملأ الماسورة، وحيث أن هذا يمكن أن يؤدى إلى حدوث نقص فى قطاع الخازوق أو انفصال كامل فى جسمه. ولهذا يجب أن تكون الخرسانة ذات "slump" كاف (١٥٠ ± ٢٥ مم)، أو باستعمال هزاز داخلى أو خارجى أو بالدق الخفيف على الماسورة أثناء سحبها. كما يجب العناية بإبقاء الماسورة نظيفة من الداخل لمنع تراكم اللبائى "watery concrete" وذلك بغسيل الماسورة يومياً عند نهاية العمل.

• هذا وقبل سحب الماسورة يجب التأكد من أن ارتفاع الخرسانة داخلها لا يقل عن ٤,٠٠ متر كما يجب الأخذ فى الاعتبار إضافة خرسانة لتعويض تخانة الجزء المسحوب من الماسورة. وعموماً فإنه يفضل أن تكون الماسورة أطول من الخازوق ٢,٠٠ متر مثلاً بحيث تملأ بالخرسانة أعلا من سطح الأرض ثم

تسحب بعد ذلك. وأثناء سحبها يجب التأكد من منسوب الخرسانة داخلها إما بالدق عليها أو بإتزال الدليل داخلها.

• ويجب أن يكون حديد التسليح مستقيماً وعلى مسافات متساوية ويتم ذلك باستخدام أطواق حديدية تثبت الأسياخ عليها باللحام. ويجب ألا يقل الغطاء الخرسانى عن ٥٠ ملليمتر ويراعى فى حالة تعرض الخازوق لجهود انحناءات أو شد أن توضع تخانات حول الأسياخ أو الكانات لضمان تمرکز الحديد مع القطاع الخرسانى. ويجب أن تكون الماسورة المستعملة ذات تخانة مناسبة لجهود الدق المعرضة لها لا تقل عن ١٦ متر حتى لا يتسبب ذلك فى حدوث انحناء فى الماسورة وبالتالي فى جسم الخازوق. كما يجب أن تكون نهاية الماسورة المرتكزة على الزنبة مستوية وليس بها أى تعرجات تسمح بدخول المياه. كما يجب أن تكون جدران الزنبة ملحومة جيداً فى قاعها حتى لا يحدث انفصال بينهم أثناء الدق كما يجب أن يكون القاع ذا تخانة لا تقل عن ١٤ ملليمتر.

VI - خوازيق الثقيب:

أ (خوازيق تستعمل فيها ماسورة دائمة أو مؤقتة:

- إن مشاكل التنفيذ لهذا النوع من الخوازيق تشمل :
- احتمال فوران التربة الرملية عند قاع الحفر.
- وجود تربة سائبة أو متهايلة عند قاع الخازوق.
- نقص فى قطر الخازوق "necking".
- تداخل التربة مع خرسانة الخازوق.
- وجود فجوات أو فصل كامل فى جسم الخازوق.

• وفى حالة وجود تربة غير متماسكة القوام مثل التربة الرملية السائبة "

loose sand" أو العضوية "organic" أو الطميية أو الطينية خصوصاً المتواجدة تحت منسوب المياه - يجب استعمال غلاف "steel casing" لمنع تهابل جدران الحفرة أثناء التنفيذ. كما يمكن الاستعاضة عن ذلك فى بعض الحالات باستعمال معلق البنتونيت ولكن يجب العناية باختيار النوع على الجودة وبالنسب التى تفى

بالغرض حسب كل حالة. وعموماً يكون من الأفضل إجراء اختبار حقل للاختيار أنسب الطرق.

• وعند صب الخرسانة في حالة استعمال غلاف مؤقت يجب التأكد من بقاء سطح الخرسانة أعلا دائماً من نهاية الغلاف أثناء سحبه. ويجب عدم استعمال خرسانة قليلة المياه "low slump" لما لها من أضرار سبق الإشارة إليها في الفقرة (ب) من بند (). ويجب التأكد من عدم صب الخرسانة مباشرة في الحفرة. ففي حالة الحفرة الجافة يمكن استعمال ماسورة قصيرة مزودة بقمع وتكون متمركزة مع قطر الحفرة. أما في حالة وجود معلق البنتونيت فتصب الخرسانة باستعمال قمع بماسورة طويلة مزودة بقمع قطرها ١٥٠ ملمتر "termie pipe" وتكون الماسورة دائماً مغموسة داخل الخرسانة مسافة لا تقل عن ٢٠٠ ملمتر ويجب تكملة الصب بهذه الطريقة حتى تملأ الخرسانة الحفرة بالكامل طاردة معلق البنتونيت أو معلق الأسمنت (الباني) أو أى مواد أخرى عالقة.

ب) خوازيق الحفر البرمي المستمر (Continuous flight auger):

• إن عدم دقة التنفيذ لهذا النوع من الخوازيق يمكن أن تؤدي إلى وجود قطاع طولى غير منتظم ويأخذ ذلك عدة صور :

- ١- وجود فجوات في القطاع الخرساني والتي يمكن أن تملأ بالتربة.
- ٢- نقص في مقطع الخازوق "necking".
- ٣- حدوث فصل كامل في جسم الخازوق.

• قبل التنفيذ يجب التأكد من عدم وجود عوائق تحت الأرض مثل الأساسات القديمة أو الحجارة الكبيرة أو التكوينات الصخرية غير المستمرة. يبدأ الحفر بدوران البريمة في اتجاه عقرب الساعة. ويجب أن يوقف الدوران عند الوصول إلى طبقة التأسيس لتفادي السحب الزائد للتربة لما له من تأثير ضار سواء على الخازوق المنفذ أو الخوازيق المجاورة. وقبل البدء في ضخ الخرسانة ترفع البريمة حوالى ٣٠٠ ملمتر للسماح بفتح السدادة واندفاع الخرسانة. ويستمر الضخ بدون سحب حتى يزيد الضغط أسفل البريمة. ويفضل أن تنزل إلى

موضعها الأول قبل السحب. وعند سحب البريمة أثناء ضخ الخرسانة أو المونة يجب أن يكون معدل الضخ أكبر من السحب لتفادي حدوث انفصال في جسم الخازوق أو نقص في مقطعه. ويجب ألا يتوقف الضخ أثناء السحب. وفي حالة حدوث ذلك يتوقف السحب فوراً. وعند استئناف الضخ مرة أخرى يجب أن تنزل البريمة مسافة ٢٠٠ - ٣٠٠ ملليمتر قبل بدء السحب الذي يجب أن يكون بطريقة متصلة سلسلة "smooth continuous" وفي اتجاه عقرب الساعة. ولا يسمح بالدوران العكسي أثناء الضخ.

• هذا ويجب مراعاة قياس الضغط بواسطة أجهزة توضع أعلا البريمة ويمكن قراءتها على مبين أمام عامل تشغيل الماكينة حتى يمكنه التحكم في معدل سحب البريمة. وتزود بعض الأجهزة بتوصيلات لتسجيل العمق أثناء الحفر أو السحب، كما يمكن إخراج هذه النتائج مطبوعة بواسطة "printer" حتى يمكن الرجوع إليها عند الحاجة.

• ويجب أن يكون ضغط الضخ أكبر من الضغوط الجانبية للتربة. على أنه يجب خفض الضغط إلى أقل درجة في حالة التربة الطينية الضعيفة جداً ($q_u < 25 \text{ kN/m}^2$) لتفادي فقد الخرسانة أو التأثير الضار على الخوازيق المجاورة التي لم تشك خرسانتها بعد. ولذلك يفضل ألا تقل المسافة بين خازوقين متتاليين أثناء التنفيذ عن ٥ مرات القطر.

• ويجب أن تكون كمية الخرسانة المضخوخة أكبر من المكعب النظري للخازوق بحوالى ١٠ - ١٥%. على أنه إذا زادت الكمية كثيراً عن ذلك فيجب بحث هذا الأمر ومعرفة الأسباب قبل البدء في التنفيذ مرة أخرى. كما يجب ملاحظة الخازوق الذي انتهى تنفيذه ولم تشك خرسانتها بعد. حيث أنه في بعض الحالات يحدث اتصال بين هذا الخازوق والخازوق الجارى تنفيذه مما يسبب فقد لخرسانة ذلك الخازوق، ولذلك يوقف التنفيذ فوراً لفترة ١/٢ - ١ ساعة لإعطاء وقت للخرسانة في الخازوق السابق أن تتماسك مع ملاحظته جيداً أثناء التنفيذ. وإذا استمر الهبوط بعد ذلك فيجب تفريغ هذا الخازوق وإعادة تنفيذ مرة أخرى.

• تقاس كمية الخرسانة المضخوخة بإحدى الطريقتين التاليتين :

- ١- بمعايرة ظلمبة الضخ (م٣ / الضخة الواحدة) ومنه يحدد معدل سحب البريمة بعد الأخذ فى الاعتبار معامل أمان كاف حسب نوع التربة.
- ٢- بواسطة أجهزة توضع أعلا البريمة وتقاس كمية الخرسانة بطريقة إلكترونية ويسجل ذلك على المبين الموضوع أمام عامل الماكينة. وكما فى قياس الضغط يمكن طبع نتائج كمية الخرسانة أثناء السحب.

• وبعد إتمام عملية الضخ وسحب البريمة يبدأ فى إنزال القفص الحديدى والذى يجب أن يكون مستقيماً تماماً أثناء إنزاله وذلك بتقويته بعمل أطواق قطر ١٦ ملليمتر على مسافات ١ - ١,٥ متر ملحومة مع الحديد الرئيسى كما تلحم الكانات. ويفضل وضع تخانات "spacers" لضمان تركز القفص مع جسم الخازوق ويجب ألا يقل الغطاء الخرسانى عن ١٠٠ ملليمتر.

جـ) خوازيق ذات ركيزة متضخمة:

• عند تنفيذ هذا النوع من الخوازيق يجب العناية عند تكوين الاتصال بين قاعدة ارتكاز الخازوق المتضخمة "bulb" وجسم الخازوق. فمثلاً يجب التأكد من عدم خروج السدادة الخرسانية "concrete plug" أسفل الماسورة، ولذلك يجب تثبيت علامة واضحة على الشداد الصلب الحامل للمندالة مع تثبيت الماسورة فى مكانها، وتلاحظ تلك العلامة بالنسبة للماسورة أثناء دقها. ولا تستخدم هذه الخوازيق فى الأراضى المكونة من مواد عضوية أو أتربة طينية ضعيفة جداً حيث أنها تعتمد فى المقام الأول فى نقلها للأحمال على التكوين السليم لقاعدة ارتكاز الخازوق وتكثيف التربة المحيطة. وتعتبر مرحلة تكوين قاعدة الارتكاز المتضخمة هى أدق مراحل التنفيذ ولذا تسجل بيانات تنفيذ هذه المرحلة بعناية لتفادى أى فصل أعلى قاعدة الارتكاز. وللتأكد من أن كل الطاقة الناتجة عن الدق قد وصلت قاعدة الارتكاز وأن حجم الخرسانة يكافئ الحجم اللازم لقاعدة الارتكاز المتضخمة.

• وفى حالة تسليح الخازوق بقفص حديدى فإن المندالة تعمل داخل هذا القفص ولذا يجب العناية أثناء سقوط المندالة وسحبها حتى لا تحتك بالحديد مما قد يؤدي إلى انفصاله وثنيه ويكون لحام القفص الحديدى ضرورياً فى هذه الحالة. ويجب ملاحظة الأرض المحيطة بالخازوق الجارى تنفيذه فإذا تلاحظ حدوث ارتفاع لسطح الأرض "heave" فقد يكون ذلك مؤشراً لحدوث فصل فى جسم الخازوق المجاور. وفى هذه الحالة لا يستكمل الخازوق ويعمل بديل له. ويمكن التغلب على هذه المشكلة بالحفر المسبق "predrilling".

د (خوازيق إزاحة بماسورة دائمة وباستعمال مندالة دخلية:

Mandrel driven cased piles:

• يجب التأكد من عدم وجود عوائق تحت سطح الأرض مثل الحجارة الكبيرة والأساسات القديمة ... الخ أثناء التنفيذ، حيث أنها تؤدي إلى الأضرار بالماسورة. كما أنه فى بعض الأحيان تؤدي الضغوط المتولدة فى التربة نتيجة الدق الشديد إلى الإنبعاث وانحناء جدران الماسورة للداخل بعد خروج المندالة.

• ويمكن التغلب على ذلك بالحفر المسبق "predrilling". أو باستعمال ماسورة ذات تخانة أكبر أو باستعمال ماسورة معرجة "corrugated". وعند التأكد من قدرة الماسورة على تحمل ضغوط التربة الجانبية فيمكن ترك الماسورة مفتوحة من أعلى، ثم تصب الخرسانة فى وقت لاحق، ولزيادة الاحتياط يترك داخل الماسورة مندالة غير عاملة "dummy mandrel" أو تملأ الماسورة بالمياه لمعادلة تلك الضغوط. وعموماً فإنه قبل صب الخرسانة يجب فحص داخل الماسورة جيداً للتأكد من خلوها من أى انحناءات أو تمزق لجدرانها.

VII- وصل الخوازيق (Pile splicing):

يفضل عادة تنفيذ الخوازيق بكامل طولها بدون عمل وصلات على أنه فى بعض الأحوال لا يمكن تفادي ذلك وأهم الاحتياطات التى يجب التأكيد عليها عند عمل وصلات هى :

١- أن تكون الوصلة متمركزة مع الخازوق المدفون وعلى استقامته ولو أن هذا صعب تحقيقه خصوصاً فى الخوازيق ذات القطاع (H).

حيث أن الخازوق المدفون ممكن أن يأخذ مساراً غير المسار الابتدائي والسدى يمكن معرفته من قياس رأسية برج الماكينة. وعموماً فإنه فى حالة حدوث تغيير كبير فى مسار الخازوق المدفون، فيفضل عمل الوصلة لتأخذ نفس المسار بدلاً من تغييره لتلاف حدوث انحناءات حادة عند الوصلة.

٢- يجب أن تتحمل الوصلة جميع الجهود التصميمية ويشمل ذلك جهود الضغط والانحناءات والشد والقص. ولذلك يجب أن تكون الوصلة فى نفس قوة الخازوق الأصلي.

IIX- بعض المشاكل العامة التى تصاحب التنفيذ:

أ) العوائق الأرضية (Subsurface obstructions):

• تأخذ العوائق تحت سطح الأرض أشكالاً عديدة مثل الأساسات القديمة والأحجار الكبيرة "boulders" والعدسات الصخرية "rock lenses". وعموماً فإن وجود هذه العوائق يسبب مشاكل أثناء تنفيذ كل أنواع الخوازيق بدون استثناء. وبالرغم من أهمية أبحاث التربة قبل بدء التنفيذ إلا أنها فى بعض الأحيان لا يمكنها تحديد نوع وحجم العائق ومدى انتشاره.

• وفى حالة وجود هذه العوائق على أعماق قريبة من سطح الأرض (١ - ٢ متر) فإنه يمكن التخلص منها بالحفر اليدوى أو الميكانيكى "pre - excavation" مع الأخذ فى الاعتبار احتمال تواجد المياه. وإذا تواجدت العوائق على أعماق أكبر من ذلك (٣ - ٥ متر) فإنه يمكن التعامل معها إما بالحفر المسبق "predrilling" أو بتفتيتها "percussion" كما أنه قد يمكن اختراقها أثناء التنفيذ بالدق أو بالتثقيب إذا سمحت درجة تصلدها بذلك. وفى بعض الأحيان يمكن إزاحة العائق جانبياً أثناء التنفيذ، على أنه فى هذه الحالة يجب الأخذ فى الاعتبار احتمال إتلاف أجسام الخوازيق المنفذة بدون غلاف والتى لم تتصلد بعد بدرجة كافية. أما فى حالة تنفيذ الخوازيق بغلاف خارجى فإنه يمكن فحص الغلاف من الداخل لتقدير صلاحيته قبل صب الخرسانة.

• وعند وجود هذه العوائق على أعماق كبيرة أكبر من ١٠ متر فيمكن التخلص منها بالحفر المسبق باختيار نوع المعدة المناسب لنوع العائق. وفى

حالة الأحجام الكبيرة يكون الحفر بالكباش أكثر مناسبة. كما يمكن في بعض الأحيان دق ماسورة مفتوحة في نهايتها لاحتواء العائق ثم تفرغ بعد ذلك. إذا تواجدت تكوينات صخرية فإن الحفر بالبريمة باستخدام حوافر كاربورندم "carborundum bits" يمكن أن يؤدي إلى نتائج أفضل. وفي بعض الحالات المستعصية تكون إزاحة العائق أو تفتيته بواسطة التفجير المحدود "controlled blasting". وعند الوصول إلى هذه المرحلة من صعوبة التخلص من العائق قد يكون من الأفضل اقتصادياً تغيير أماكن الخوازيق.

• يجب التأكد هنا أن الخوازيق الخشبية أو الحديدية قطاع (H) أو الخرسانية السابقة الصب لا تصلح عادة في الأراضي التي بها عوائق بالرغم من تقوية نهايتها. ففي الخوازيق الخشبية والسابقة الصب يمكن أن يؤدي وجود العوائق إلى كسر الخوازيق نتيجة شدة الدق وبالنسبة للحديدية فإنه يؤدي إلى الانحناء واللى للقطاع.

ب) ارتفاع أرض الموقع (Ground heave):

• تظهر هذه المشكلة عند تنفيذ خوازيق في تربة لا تنضغط بسهولة مثل التربة الطينية المتماسكة المشبعة بالمياه أو التربة الرملية الكثيفة وينتج عن هذه الظاهرة تولد ضغوط شديدة في التربة تؤدي إلى :

١- تحرك الخوازيق إلى أعلى مما يكون له تأثير سلبي على حمل التشغيل خصوصاً إذا كانت خوازيق ارتكاز. كما يمكن أن يؤدي ذلك إلى حدوث فصل أو اختناق للخوازيق بالأخص التي بدون غلاف أو تسليح مستمر.

٢- تحرك إلى أعلى في الطبقة الحاملة ويحدث ذلك لخوازيق الإزاحة الممتدة حتى الصخر غير السليم أو الرمل شديد الكثافة وهذا النوع من حركة التربة إلى أعلى لا يسبب عادة أضراراً للخوازيق.

• ويمكن التحقق من هذه الظاهرة برصد الخوازيق التي انتهى تنفيذها أثناء تنفيذ الخازوق المجاور لها. ويمكن معالجة تلك الخوازيق بإعادة دقها إلى مكانها الأصلي، وذلك في حالة خوازيق الارتكاز، وإلى أعظم من ذلك في حالة خوازيق الاحتكاك.

• ويمكن منع أو تقليل حدوث هذه الظاهرة باتباع الطرق التالية :

- ١- يجب أن يكون تتابع الدق من الداخل إلى الخارج كما يمكن أيضاً زيادة المسافات بين الخوازيق.
- ٢- عمل حفر مسبق "pre-drilling, pre-excavation" للخازوق قبل تنفيذه. وفى هذه الحالة إما أن تترك الحفرة بدون ردم أو تردم بترربة قابلة للإبضاعاط. ويفضل أن ينتهى الدق أسفل منسوب الحفر إذا أمكن. وفى بعض حالات التربة شديدة التماسك يبدأ التنفيذ بالحفر على مسافات متساوية فى الاتجاهين ثم تدق الخوازيق بعد خلخلة الأرض وتقليل كثافتها.

ج) دمك التربة (Ground compaction):

أثناء توالى عملية الدق تنضغط معظم التربة الحبيبية وتزيد كثافتها كثيراً عن الكثافة الابتدائية. ويظهر ذلك عند تنفيذ كل خوازيق الإزاحة بما فى ذلك الخوازيق المستعمل فيها مواسير مفتوحة فى نهايتها وكذلك الخوازيق ذات القطاع الحديدى (H). حيث تتكون سداة سواء داخل الماسورة أو فى نهاية القطاع الحديدى حول العصب. وبالرغم من أن زيادة كثافة التربة تعتبر تحسناً لخواصها وبالتالي تزيد من معامل أمان الخوازيق إلا أنه على الجانب الآخر يمكن أن يؤدى دمك التربة وزيادة تكثيفها إلى انحرافات فى مسار الخوازيق أثناء تنفيذها. كذلك ينتج تفاوت كبير فى أطوال الخوازيق مع احتمال عدم وصولها إلى الطبقة الحاملة. ويمكن التغلب على هذه الظاهرة باتباع نفس التوصيات التى ذكرت فى المشكلة السابقة الخاصة بارتفاع أرض الموقع.

د) انحراف الخازوق أثناء التنفيذ (Pile misalignment):

• يقصد بذلك انحراف الخازوق عن المحور التصميمى. ويكون ذلك إما بميل محور الخازوق بالكامل مع بقائه مستقيماً أو بانحراف جزء منه عن الخط الواصل بين رأس ونهاية الخازوق حيث يأخذ مساراً فى هذه الحالة على شكل قوس.

- والأسباب التي تؤدي إلى هذه المشكلة كثيرة نذكر منها ما يلي :
- ١- وجود عيب فنى فى الماكينة مثل عدم استقامة قائم الماكينة "mast" أو تحركه أثناء التنفيذ.
- ٢- ميل فى الماسورة أو وجود تعرجات بسطحها الخارجى مما يؤدي إلى صعوبة فى ضبط الرأسية.
- ٣- وجود عوائق أرضية "subsurface obstructions" أو تربة صعبة.
- ٤- قابلية الخازوق أو الماسورة للإحناء بسبب صغر القطاع بالنسبة للطول أو قلة سمك جدار الماسورة. ولتفادى حدوث هذه الظاهرة يجب أن يكون سطح الأرض التى تقف عليه الماكينة صلباً ومستوياً. وأن تكون الماكينة على درجة عالية من الجساءة والاستقامة. وأن يعتنى باتصال كل من الماسورة والشاكوش مع برج الماكينة فلا يسمح لهما بالحركة الجانبية إلا فى أضيق الحدود. كما يجب أن يكون الشاكوش متمركزاً مع الماسورة أثناء الدق.
- هذا وفى حالة عمل وصلات يجب التأكد من أن الوصلة قادرة على مقاومة الاحناءات أثناء التنفيذ، وأن تكون متمركزة وعلى نفس المحور مع الخازوق. وعموماً فإن شدة الدق لوجود عوائق مثلاً هى إحدى الأسباب الرئيسية لانحراف الخازوق. ويمكن تفادى ذلك بالحفر المسبق. وعند تنفيذ خوازيق بالتثقيب فى أرض جافة وبدون استعمال محلول البنتونيت يمكن التأكد من الرأسية قبل صب الخرسانة. كما أن قياس الرأسية بعد انتهاء الدق لجزء من الخازوق أو الماسورة لا يمكن أن يعطى صورة مؤكدة على مقدار الانحراف. وتؤخذ قياسات الرأسية على كل من البرج والماسورة مرتين على الأقل أثناء التنفيذ بواسطة ميزان لا يقل طوله عن ٤٠٠ ملليمتر.
- وعموماً فإن قدرة الخوازيق سابقة الصب أكثر تأثراً من الخوازيق المصبوبة فى مكانها من تأثير ظاهرة ميل الخوازيق. وعند حدوث انحرافات فى الخوازيق فإن نهاياتها تتقارب أو تتباعد. ويؤدي تقاربها إلى تزايد الإجهادات

على طبقة الارتكاز. ولذلك فإنه في حالة الخوازيق الطويلة والمعرضة للانحراف مثل الحديدية على شكل (H) فيجب تقويتها لزيادة جساءتها وزيادة المسافات بينها.

• هذا ويجب تسليح الجزء العلوى من الخوازيق لمسافة مناسبة حيث أن هذا الجزء يكون أكثر الأجزاء تعرضاً لجهود الانحناء الناتجة عن الانحراف كما أنه أقل الأجزاء سنداً بالتربة.

هـ (إزاحة الخوازيق أثناء التنفيذ) (انحراف مقدمة الخازوق):

يجب العناية بتوقيع أماكن الخوازيق وذلك باستخدام أجهزة مساحية حساسة ويراعى معاييرها من حيث لآخر كما يجب عمل الاختبارات بالموقع للتأكد من عدم وجود أى خطأ بها. كما يجب أن تكون أركان الموقع والنقط الثابتة موقعة فى أماكن بعيداً عن سير المعدات ويسهل الرجوع إليها. وعند البدء فى الدق أو الحفر يجب ملاحظة تنفيذ الأمتار الخمسة الأولى حتى لا يأخذ الخازوق مساراً مخالفاً لمساره الأصلي بسبب وجود عوائق أرضية أو وجود طبقات متحجرة مائلة ... الخ ويمكن تصحيح موقع الخازوق بواسطة شدة أو دفعة إلى موقعه الأصلي إذا كانت المسافة التى تحركها الخازوق صغيرة. وفي هذه الحالة يجب التأكد من مقدار القوة المؤثرة حتى لا يتسبب ذلك فى انحناء الخازوق فى حالة الخوازيق ذات القطاع (H) أو كسرها فى حالة الخوازيق سابقة الصب أو الخوازيق الخشبية. ومن العوامل التى تؤخذ فى الاعتبار فى هذه الحالة هو نوع التربة وطول الجزء الحر من الخازوق وأماكن تثبيت الخازوق فى قائم الماكينة.

و (التنفيذ فى تربة ضعيفة):

ويشمل ذلك التربة العضوية "organic" أو الطينية الضعيفة جداً أو التربة الرملية السائبة خصوصاً إذا كانت تحت الماء. وتسبب هذه الأنواع من الترب مشاكل عديدة أثناء التنفيذ مثل فقد كميات كبيرة من الخرسانة أو احتمال حدوث

اختناق فى جسم الخازوق "necking" أو فصل كامل. وفى هذه الحالة يفضل استعمال ماسورة دائمة.

وفى حالة عدم استعمال ماسورة دائمة يجب ترك مسافة أثناء التنفيذ لا تقل عن ٥ مرات قطر الخازوق. كما يجب للتأكد من وجود الخرسانة دائماً داخل الماسورة أثناء سحبها. وعند استعمال خوازيق الحفر البريمى المستمر يجب عدم زيادة ضغط الضخ عن ٢٥-٣٠ كيلو نيوتن /م^٢ (٠,٢٥ - ٠,٣ كجم/سم^٢) عند أسفل البريمة حتى لا تؤدي زيادة الضغط إلى انهيار التربة المحيطة وفقد الخرسانة. وعموماً يجب تسليح الخازوق فى المناطق التى بها هذه التربة.

١٢-٥-٨ تصميم قطاع خازوق مفرد:

إن أى خازوق مفرد غالباً ما يتعرض إلى قوة رأسية إلى أسفل محدثاً إجهادات ضغط على مادة جسم الخازوق. وإذا ما تعرض الخازوق إلى أحمال جانبية بجانب هذه القوى الرأسية فإنه سوف يتولد فيه إجهادات عمودية نتيجة لغزوم الانحناء.

أ (الخوازيق المعرضة إلى قوى عمودية (N.F):

• إن أقصى إجهاد واقع على مادة جسم الخازوق يمكن حسابه من المعادلة التالية ويجب أن يكون أقل من أقصى إجهاد تشغيل مسموح به لمادة الخازوق.

$$\text{i.e. } f_{\text{comp}} = \frac{P}{A} \leq f_{\text{allowable}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

حيث (p) هو حمل العمود (الحمل الواقع على الخازوق) ، (A) هى مساحة مقطع الخازوق.

• ويبين الجدول التالى (١٢-٥) قيم إجهادات التشغيل المسموح بها لمادة الخوازيق المختلفة.

جدول (١٢-٥) إجهادات التشغيل التصميمية المسموح بها فى الخوازيق

الإجهاد المسموح به f_c allowable (kg.cm^2)	مادة الخازوق
٣٥ - ٥٠	الخشب
$f_c = ٦٠ - ٤٠$	الخرسانة
$f_s = ٩٠٠ - ٧٠٠$	الحديد
$A_c f_c + A_s f_s$	الخرسانة مع غلاف من الحديد
(A_c) مساحة القطاع الخرساني ، (A_s) مساحة مقطع الحديد	

ب (تأثير الانبعاج على الخوازيق:

i - الخوازيق المدفونة كلية فى التربة:

إن الانبعاج ليس له تأثير ملحوظ فى هذه الحالة وذلك إذا كان مدفوناً كله فى أى نوع من أنواع التربة حيث أن التربة حوله تمنع أو على الأقل تعمل كركيزة عرضية تقلل من هذا التأثير وعليه يتم إهمال تأثير الانبعاج فى هذه الحالة.

ii - الخوازيق المدفونة جزئياً فى التربة:

• فى بعض الحالات كما هو الحال فى المنشآت المائية فإن أجزاء من الخوازيق لا تكون مدفونة فى التربة وعليه فإن الجزء العلوى الحر الذى فوق سطح ومنسوب التربة يتم تصميمه كما لو كان عمود خرساني عادى مع الأخذ فى الاعتبار الإجهادات المسموح بها لتغطى تأثير نحافة هذا العمود (انبعاجه).

• إن طول الانبعاج (Buckling length) والذى يتوقف عليه نحافة العمود تعتمد على عدة عوامل منها: شكل الوصلة بين الخازوق والمنشأ فوقه، جساءة التربة ونوعها، قيمة الطول من الخازوق فوق سطح الأرض (H) كما هو مبين بالكروكى.

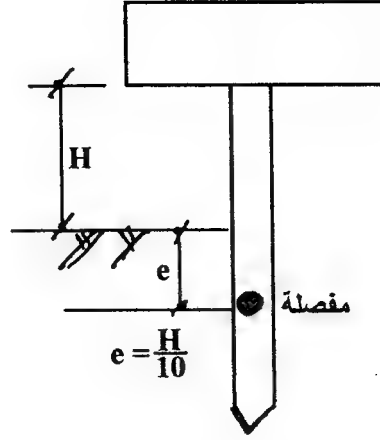
• ولتحديد هذا الطول يتم الأخذ فى الاعتبار الفرضين التاليين :

الفرض الأول (حالة التربة الصلبة):

فى هذه الحالة يتم فرض مفصلة تخيلية تبعد عن سطح الأرض إلى أسفل بمسافة قدرها $(e = \frac{H}{10})$ حيث (H) هو الطول الحر للخازوق فوق سطح الأرض.

الفرض الثانى (حالة التربة الطرية الغير متماسكة):

وفى هذه الحالة يتم فرض موضع المفصلة التخيلية على مسافة من سطح الأرض إلى أسفل قدرها [نصف سمك الطبقة الغير متماسكة أو $(\frac{H}{10})$ أيهما أكبر].



شكل (١٢-١٤)

• يتم أخذ تأثير الانبعاج بتقليل قيمة الحمل المسموح به بإدخال معامل تخفيض قيمة الإجهادات المسموح بها وهذا المعامل (Buckling Factor) أقل من الواحد الصحيح يتوقف على نوع مادة الخازوق وعلى معامل النحافة الطول الفعال للخازوق $\lambda = \frac{\text{نصف قطر القصور الذاتى لمقطع الخازوق}}{\text{الطول الفعال للخازوق}}$

$$\text{i.e. } \lambda = \frac{\ell_{\text{buckling}}}{i_{\min}}$$

حيث (ℓ_{buckling}) : هو طول الانبعاج (الطول الفعال للخازوق) بالسم
، (i_{\min}) : هى نصف قطر القصور الذاتى بالسم

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}} \quad (\text{cm})$$

حيث (I_{\min}) : هو أقل عزم قصور ذاتى لمقطع الخازوق (سم^٤)
، (A) : هى مساحة مقطع الخازوق (سم^٢)

i.e. Permissible load الحمل المسموح به للخازوق

$$= \text{buckling factor (w)} \times f_{\text{allowable comp.}} \times \text{cross. sec. area}$$

= معامل الانبعاج × الإجهاد المسموح به للضغط مع إهمال الانبعاج × مساحة مقطع الخازوق

• ويبين الجدول (١٢-١٦) التالى قيم معامل الانبعاج (w) [معامل النقص فى الإجهاد المسموح به أو الحمل الواقع على الخازوق كعمود].

جدول (١٢-١٦)

قيمة معامل الانبعاج (w) معامل النقص فى الإجهاد المسموح به أو الحمل الواقع على العمود				معامل التحافة (λ) = الطول الفعال للخازوق أو طول الانبعاج مقسوماً على نصف قطر القصور الذاتى لقطاع الخازوق $\lambda = \frac{\ell b}{i_{min}}$
صلب عالى المقاومة رتبة ٥٢/٣٦	صلب طرى رتبة ٣٥/٢٤	خازوق خرسانة مسلحة	خازوق خشب	
١,٠٠	١,٠٠	-	١,٠٠	صفر
٠,٩٤	٠,٩٥	-	٠,٩٨	١٠
٠,٨٧٥	٠,٨٩	-	٠,٩٥	٢٠
٠,٨١٥	٠,٨٤	-	٠,٩٣	٣٠
٠,٧٥٠	٠,٧٨	-	٠,٨٩	٤٠
٠,٦٨٥	٠,٧٣	١,٠٠	٠,٨٢	٥٠
٠,٦٢٥	٠,٦٨	٠,٨٨	٠,٧٢	٦٠
٠,٥٦٥	٠,٦٢	٠,٧٦	٠,٦١	٧٠
٠,٥٠٠	٠,٥٧	٠,٦٧	٠,٥٠	٨٠
٠,٤٣٥	٠,٥١	٠,٥٩	٠,٤١	٩٠
٠,٣٧٥	٠,٤٦	٠,٥٢	٠,٣٤	١٠٠
٠,٣٢٥	٠,٤١	-	٠,٢٥	١١٠
٠,٢٨٠	٠,٣٦	-	٠,٢٤	١٢٠
٠,٢٤٥	٠,٣٢	-	٠,٢١	١٣٠

(ج) إجهادات الانحناء (Bending Stresses):

إذا ما تعرض الخازوق إلى قوى أفقية بالإضافة إلى القوى المحورية المؤثرة عليه فإنه فى هذه الحالة يتعرض الخازوق داخلياً إلى عزم انحناء قدرها (M) وعليه فإن الإجهادات العمودية المؤثرة عليه يمكن حسابها من المعادلة المعروفة التالية:

$$f = \frac{-P}{A} \pm \frac{M \cdot y}{I} \leq f_{allowable}$$

حيث (P) هى الحمل العمودى المحورى ، (A) مساحة مقطع الخازوق ، (M) أقصى عزم انحناء مؤثر ، (y) نقص بعد للألياف على المقطع ، (I) عزم القصور الذاتى للقطاع والمقاوم لعزم الانحناء المؤثر.

د (الإجهادات الواقعة على الخوازيق نتيجة لعملية الدق (إجهادات الدق):

* Stresses on Piles Due to Driving Process:

وهذا النوع من الإجهادات يجب أخذه فى الاعتبار عند تصميم الخازوق. ويمكن حساب قيمة إجهادات الدق هذه بالتقريب من المعادلة التالية :

$$f_{\text{design}} = \frac{P}{A} \left[\frac{2}{e_f} - 1 \right] \leq f_{\text{allowable}} \quad \dots\dots\dots (12-1)$$

حيث (e_f) تسمى كفاءة الضربة أو معامل شاكوش الدق (efficiency of blow) وهو معامل يتراوح ما بين (٠,٨ ، ١,٠٠).

١٢-٥-٩ تحديد وتقدير قدرة تحمل الخوازيق:
أ (مقدمة:

• إن قدرة تحمل الخوازيق بصفة عامة تتوقف على عاملين هما :

- ١- الإجهادات المسموح بها داخل جسم الخازوق.
- ٢- مقدار مقاومة التربة لحمل الخازوق.

• لتحديد الحمل الأقصى لقدرة تحمل الخازوق يجب أولاً التأكد من أن

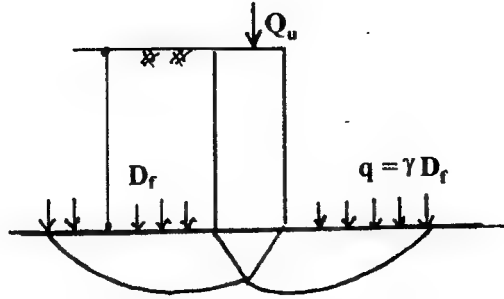
أقصى إجهادات متولدة بالخوازيق لا تتعدى الإجهادات المسموح بها بالنسبة لمادة الخازوق وثانياً ضرورة استيفاء اشتراطات ضبط الجودة عند تجهيز وإنشاء الخوازيق، وفى حالة امتداد الخوازيق خارج سطح مستوى الأرض النهائى فإنه يجب تصميمها كأعمدة كما شرحنا سابقاً مع الأخذ فى الاعتبار احتمال إنبعاجها.

• يعتبر العامل الثانى بصفة عامة هو المحدد لقدرة تحمل الخوازيق وهو مقدار مقاومة التربة لحمل الخازوق وعليه يمكن القول بأن قدرة تحمل الخوازيق تعتمد على :

- طراز وشكل ومقاس ومادة الخازوق.
- خواص التربة المحيطة والحاملة للخازوق.

ب) تعريف قدرة التحمل القصوى للخازوق المفرد:

• يمكن تعريف قدرة التحمل القصوى للخازوق بأنها الحمل الذى تبلغ عنده مقاومة التربة لانهيار حدها الأقصى. حيث فى حالة زيادة الحمل المؤثر عن هذا القدر تنهار التربة الحاملة للخازوق نتيجة لزيادة إجهادات القص المتولدة قدرة التربة لمقاومتها وهو ما يعرف باسم انهيار القص العام والمبين بالكروكى التالى شكل (١٢-١٥) :



شكل (١٢-١٥) انهيار القص العام أسفل الخازوق

• وعند حدوث هذا النوع من انهيار القص العام يخترق الخازوق التربة فيتغير عمقه أو اتجاهه أو كلاهما بمقادير ملحوظة، وقد تتغير أيضاً خواص التربة الحاملة للخازوق وبالتالي يكتسب الخازوق صفات مخالفة ومغايرة لوضعه قبل الانهيار. ويختلف مقدار هبوط أو حركة الخازوق المناظرة لقدرة تحمله القصوى من حالة إلى حالة أخرى لأن مقدار ذلك الهبوط أو الحركة يعتمد على كل من طبيعة التربة وعلى مقاس الخازوق.

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه في أعمال التنفيذ من الممكن اعتبار القدرة القصوى لتحمل الخازوق بأنها الحمل الذى يحدث هبوطاً فى الخازوق قدره ١٠ % من قطر الخازوق، وذلك إذا لم يتم تحديده بخاصية أخرى واضحة من منحنى العلاقة بين الحمل المؤثر والهبوط المناظر للخازوق.

١٢-٥-١٠ طرق حساب قدرة تحمل الخازوق المفرد:

★ يمكن حساب وتقدير قدرة تحمل الخازوق المفرد بإحدى الطرق التالية طبقاً للكوود المصرى لميكانيكا التربة وتصميم وتنفيذ الأساسات :

- ١- قدرة تحمل الخازوق باستخدام الصيغ النظرية (الإستاتيكية).
- ٢- قدرة تحمل الخازوق بدلالة بيانات الدق (باستخدام الصيغ الديناميكية).
- ٣- قدرة تحمل الخازوق باستخدام نتائج التجارب الحقلية.

★ وفيما يلى شرح لهذه الطرق:

أ (قدرة تحمل الخازوق باستخدام الصيغ النظرية (الإستاتيكية):

❁ مقدمة:

• وهذه الطريقة تعتمد على بيانات خواص التربة وعلى الأخص معاملات قوى القص والتي تحدد من التجارب المعملية أو الحقلية أو كليهما معاً.

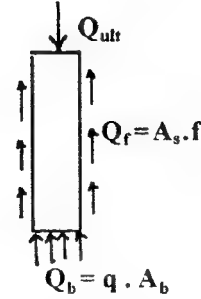
• توجد صيغ نظرية إستاتيكية كل منها تقدر قيمة تقريبية للحمل الأقصى وهذه القيمة الأخيرة تعتمد دقتها على درجة الوثوق فى الصيغة المستخدمة وعلى الدقة فى بيانات خواص التربة الحاملة للخازوق.

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه لا يجوز الاعتماد على نتائج الصيغ النظرية نظراً لأن هذه الصيغ تحتوى على معاملات يصعب تحديد قيمتها الحقيقية بدقة كافية الأمر الذى يحتم ضرورة إجراء تجارب تحمل فى الموقع على بعض الخوازيق.

❖ الصيغة الأساسية لحساب قدرة تحمل الخوازيق نظرياً:

إن جميع الصيغ النظرية تعتمد فكرتها على أساس معادلة ومساواة كل من الحمل الأقصى الذى يتحمله الخازوق (Q_{ult}) عند مستوى أسفل الهامات مضافاً إليه وزن الخازوق (P) وذلك بأقصى مقاومة تبديها التربة تجاه انهيار الخازوق، وهذه الأخيرة تشمل مجموع كلاً من جهود القص الناشئة عن احتكاك أو الالتصاق التربة بالسطح الجانبي للخازوق (Q_f) وجهود الضغط الفعالة على أسفل قاعدة ارتكاز الخازوق (Q_b) وكما هو موضح بالكروكى - شمل (١٢-١٦).

$$\text{i.e. } Q_{ult} + P = Q_f + Q_b \quad \dots\dots (12-2) *$$



شكل (١٢-١٦)

وحيث أن قوة الاحتكاك (Q_f) تساوى متوسط إجهاد الاحتكاك أو الالتصاق على وحدة المساحة الجانبية للخازوق (f) مضروباً فى المساحة السطحية أو الجانبية لجذع الخازوق (A_s).

$$\text{i.e. } Q_f = f \times A_s \quad \dots\dots\dots (12-3) *$$

وكذلك قوة ضغط الارتكاز أسفل قاعدة الخازوق (Q_b) تساوى حاصل ضرب كلاً من متوسط جهد الضغط على وحدة مساحة المسقط الأفقى لقاعدة الخازوق عند أقصى مقاومة لانهيار الخازوق (q) (مقاومة الارتكاز) \times مساحة المسقط الأفقى لقاعدة ارتكاز الخازوق (A_b).

$$\text{i.e. } Q_b = q \times A_b \quad \dots\dots\dots (12-4) *$$

وعليه فإن :

$$Q_{ult} + P = f \cdot A_s + q \cdot A_b \quad \dots\dots\dots (12-5) *$$

وفى أغلب الحالات يستعاض عن وزن الخازوق (P) بالقيمة ($A_b \times P_0$) حيث (P_0) هو الإجهاد الناتج عن وزن عمود التربة المقابل لحجم الخازوق عند

مستوى ارتكاز الخازوق (over burden pressure) $(\gamma_s L \times A_b)$ i.e. وذلك باعتبار كثافة التربة ومادة الخازوق متساويين وعليه فإن :

$$Q_{ult} = f \cdot A_s + A_b (q - P_o) = f \cdot A_{sur} + A_b (q - \gamma_{soil} \cdot L) \quad \dots (12-6) *$$

حيث (L) هو الطول المدفون من الخازوق فى الأرض وتمثل المعادلة السابقة الصيغة الأساسية لحساب قدرة تحمل الخوازيق نظرياً.

✽ بعض صور الصيغة الأساسية لحساب قدرة تحمل الخوازيق نظرياً:

✽ حالة التربة الطينية الصرفة:

فى حالة التربة الطينية الصرفة وفى حالة الخوازيق المستديرة المقطع تأخذ الصيغة الأساسية لحساب قدرة تحمل الخوازيق نظرياً الصورة التالية :

خوازيق الضغط:

$$Q_{ult} = C N_c \pi R^2 + c_a 2 \pi R L \quad \dots (12-7) *$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{F \cdot S} \quad \dots (12-8) *$$

حيث بالإشارة إلى الشكل (١٢-١٧).

(Q_{ult}) : أقصى حمل ضغط يتحمله الخازوق عند الانهيار (قدرة تحمل الخازوق).

(Q_{all}) : أقصى حمل ضغط تشغيلى يتحمله الخازوق (قدرة تحمل الخازوق المسموح بها)

(F.S) : معامل أمان يساوى :

- (٣) فى حالة الأحمال الاعتيادية (الميت والحي)

- (٢,٥) فى حالة أخذ الأحمال غير دائمة مثل ضغط الرياح فى الاعتبار

- (٢) فى حالة أخذ تأثير الزلازل أيضاً فى الاعتبار

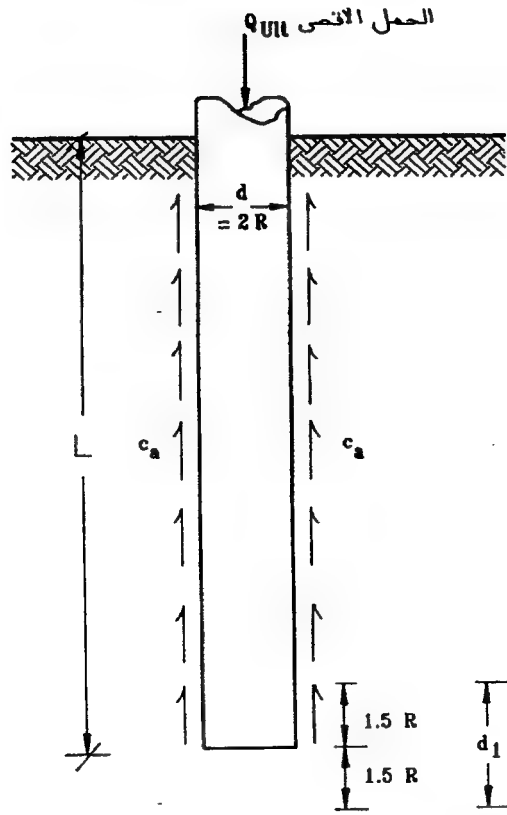
(C) : متوسط إجهاد تماسك التربة حول الطرف السفلى للخازوق فى المسافة (d_1)

(c_a) : متوسط إجهاد التصاق التربة على سطح الخازوق

(N_c) : معامل قدرة التجميل وقيمته عادة تساوى (٩)

(R) : نصف قطر الخازوق

(L) : طول الخازوق



شكل (١٧-١٢) قدرة تحمل
خازوق الضغط في تربة طينية
صرفة ($\phi = 0$)

خوازيق الشد:

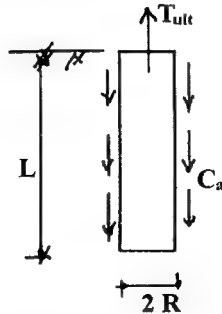
$$T_{ult} = C_a \cdot 2 \pi R L + P$$

..... (12-9) *

$$T_{all} = \frac{C_a 2 \pi R L}{F.S} + P$$

..... (12-10) *

حيث بالإشارة إلى الشكل (١٨-١٢).



شكل (١٨-١٢) قدرة تحمل خازوق الشد في تربة طينية صرفة ($\phi = 0$)

حيث (T_{ult}) : أقصى حمل شد (سالب) يتحمله الخازوق عند الانهيار (قدرة تحمل الخازوق).

، (T_{all}) : أقصى حمل شد تشغيلي يتحمله الخازوق (قدرة تحمل الشد المسموح بها للخازوق)

، ($F.S$) : معامل أمان ويؤخذ يساوى (٣)

، (P) : وزن الخازوق

✻ بعض الملاحظات والاعتبارات العامة عند تطبيق المعادلات السابقة الخاصة بتقدير الحمل الأقصى للتربة الطينية الصرفة باستعمال الصيغة الإستاتيكية (النظرية):

١- يتم تطبيق المعادلات والصيغة السابقة بصرف النظر عن موضع مستوى الماء الأرضي.

٢- لا يجوز استخدام هذه المعادلات في حالة خوازيق الارتكاز في طبقات طينية مشققة (fissured clay strata) حيث في هذه الحالة يجب تعديل عمق الخازوق النظرى بإلغاء أطوال الأجزاء المعرضة للتشققات (Tension cracks & fissures).

٣- أن القيمة القصوى لحمل خازوق الشد (T_{ult}) تتأثر بوزن كتلة التربة المحيطة بالخازوق التى تعمل ضد استخراجها من الأرض، كما وأنه في حالة وجود قوى شد متواصلة (Sustained pullout) فإن احتمال تحرك الخوازيق تدريجياً إلى أعلى قبل تولد الجهود القصوى للالتصاق يقلل من القيمة المسموح بها لحمل خازوق الشد (T_{all}).

٤- يمكن تحديد قيمة كل من (c) ، (c_a) من اختبارات تجرى على نماذج بالحجم الطبيعي للخوازيق ولكن عادة وبصفة عامة تقدر أو تستنتج قيمتها من الاختبارات المعملية على عينات من التربة أو من الاختبارات الحقلية بالموقع.

• ويمكن استنتاج قيمة متوسط تماسك التربة (c) بواسطة اختبار الجس العميق باستخدام إحدى الأنواع المناسبة مثل مجس

المخروط الهولندي أو المجس الإستاتيكي، هذا ويفضل استخدام اختبار القص المروحي لتقدير قيمة التماسك (c) للتربة وذلك في حالة التربة ضعيفة التماسك وضعيفة التماسك جداً.

• فى حالة التربة العادية يجوز استخدام القيم الواردة فى الجدول (٧-١٢) لتقدير قيمة التصاق التربة (c_a) فى حالة خوازيق الإزاحة على ضوء قيمة تماسك التربة (c)، أما فى حالة خوازيق التثقيب فيمكن اعتبار قيمة (c_a) عن واحد كجم/سم^٢.

٥- فى حالة استخدام نفثات المياه (water jets) لدفع الخوازيق بالتربة تهمل قيمة جهود الالتصاق ($c_a = 0$) تماماً حتى الأعماق التى روتبتها نفثات المياه.

٦- إن قيمة جهد التلاصق (c_a) يقل فى خوازيق الدق (نتيجة لعملية الدق) حيث أن هذه العملية تعمل على إعادة تشكيل الهيكل البنائى للجزيئات المكونة للتربة الطينية فى المنطقة الواقعة حول الخوازيق وأن مقدار تأثير عملية الدق على هذه القيمة يتوقف على نوع مادة الخازوق ونوع قوام التربة وعلى الفترة الزمنية عقب عملية الدق. وفى التربة الطينية ضعيفة التماسك والتربة ذات الحساسية تقل قدرة الالتصاق، ثم تعود وتتزايد مع الوقت فى حالة الخوازيق الخشبية والخرسانية، أما فى حالة الخوازيق الصلب فإن تزايدها يكون بمعدل أبطأ وبمقادير أقل. وفى التربة الطينية المتماسكة وشديدة التماسك فقد لا تتزايد قيمة (c_a) مرة ثانية مع الوقت حتى فى بعض الأحوال التى تستعيد فيها التربة بعضاً من قوة تماسكها (c). أما بالنسبة لخوازيق التثقيب التى تصب خرسانتها فى الموقع فى اتصال مباشر بالتربة وقد تمتص التربة جزءاً من مياه الخرسانة مما قد يقلل من قيمة جهود الالتصاق (c_a) الفعلية ويتوقف تأثيرها على عدة عوامل منها مقدار تشرب التربة للمياه أثناء عملية صب الخازوق، وعلى نوع التربة نفسها، وعلى الفترة الزمنية التى مرت على إنشاء الخوازيق.

جدول (٧-١٢) القيم المناسبة لجهد التماسك (c) وجهد الالتصاق (c_a) فى حالة خوازيق الإزاحة المنشأة فى التربة الطينية الصرفة

نوع الخازوق	قوام التربة	جهد التماسك (c) (كجم/سم ^٢)	جهد الالتصاق الأقصى (c_a) (كجم/سم ^٢)
خشب أو خرسانة	ضعيف التماسك جداً	صفر - ٠,١٢٥	صفر - ٠,١٢٥
	ضعيف التماسك	٠,١٢٥ - ٠,٢٥	٠,١٢٥ - ٠,٢٤
	متوسط التماسك	٠,٢٥ - ٠,٥	٠,٢٤ - ٠,٣٧٥
	متماسك	٠,٥ - ١,٠٠	٠,٣٧٥ - ٠,٤٧٥
	شديد التماسك	١,٠٠ - ٢,٠٠	٠,٤٧٥ - ٠,٦٥
صلب	ضعيف التماسك جداً	صفر - ٠,١٢٥	صفر - ٠,١٢٥
	ضعيف التماسك	٠,١٢٥ - ٠,٢٥	٠,١٢٥ - ٠,٢٣
	متوسط التماسك	٠,٢٥ - ٠,٥	٠,٢٣ - ٠,٣٥
	متماسك	٠,٥ - ١,٠٠	٠,٣٥ - ٠,٣٦
	شديد التماسك	١,٠٠ - ٢,٠٠	٠,٣٦ - ٠,٣٧٥

❖ حالة التربة الغير متماسكة الحبيبات:

فى حالة التربة الغير متماسكة الحبيبات وفى حالة الخوازيق المستديرة المقطع تأخذ الصيغة الأساسية لحساب قدرة تحمل الخوازيق نظرياً الصورة التالية :

- خوازيق الضغط (شكل ٨-٢٢):

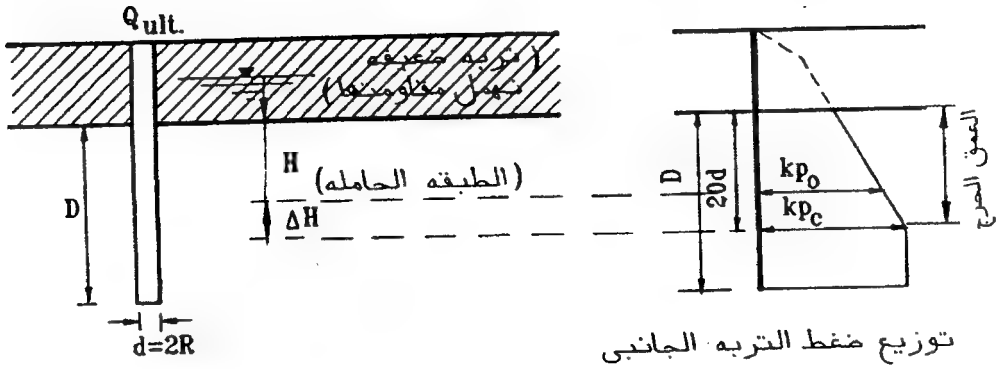
$$Q_{ult} = P_b \cdot N_q \cdot \pi R^2 + \sum_{H=0}^{H=D} K_{He} \cdot P_o \cdot \tan \delta \cdot 2 \pi R \cdot \Delta H \quad \dots\dots (12-12) *$$

- خوازيق الشد:

$$T_{ult} = \sum_{H=0}^{H=D} K_{HT} \cdot P_o \cdot \tan \delta \cdot 2 \pi R \Delta H + P \quad \dots\dots (12-13) *$$

حيث (P_b) : قيمة الضغط الرأسى الفعال عند منسوب نقطة ارتكاز الخازوق

- ، (N_q) : هو معامل قدرة تحمل التربة وهو يتوقف على قيمة زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة ونوع الخازوق (خازوق إزاحة أو خازوق تثقيب)
- ، (K_{Hc}) : هى معامل يمثل النسبة بين الضغط الأفقى إلى الرأسى الفعال على جوانب الخازوق فى حالة الضغط
- ، (K_{HT}) : هى معامل يمثل النسبة بين الضغط الأفقى إلى الرأسى الفعال على جوانب الخازوق فى حالة الشد
- ، (P_0) : الضغط الرأسى الفعال على الطول المدفون من الخازوق داخل التربة الغير متماسكة
- ، (δ) : زاوية الاحتكاك بين الخازوق والتربة وهى تتوقف على نوع مادة الخازوق
- ، (P) : وزن الخازوق
- ، (R) : نصف قطر الخازوق
- ، (D) ، (H) ، (ΔH) : أنظر الشكل (١٢-١٩)



P_c هو ضغط التربة الرأسى عند العمق الحرج

$$k_{HT} \text{ أو } k_{HC} = k$$

شكل (١٢-١٩) قدرة تحمل خازوق فى تربة غير متماسكة الحبيبات

تبين الجداول (٨-١٢) ، (٩-١٢) ، (١٠-١٢) قيم المعاملات (N_q) ، (K_{HT}) ، (K_{HC}) ، (δ) .

جدول (١٢-٨) قيم معامل قدرة التحميل (N_q) للتربة الغير متماسكة الحبيبات

(ϕ) زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة (قبل التنفيذ) بالدرجات	٢٥	٣٠	٣٥	٤٠
قيمة (N_q) خوازيق الإزاحة	١٥	٣٠	٧٥	١٥٠
قيمة (N_q) خوازيق التثقيب	٦	١٥	٣٧	٧٥

جدول (١٢-٩) قيم المعاملات (K_{HT}) ، (K_{HC})

نوع الخازوق	(K_{HC})	(K_{HT})
خازوق ذو قطاع H	١,٠٠ - ٠,٥	٠,٥ - ٠,٣
خازوق إزاحة	١,٥٠ - ١,٠٠	١,٠٠ - ٠,٦
خازوق إزاحة متغير القطاع	٢,٠٠ - ١,٥٠	١,٣ - ١,٠٠
خازوق إزاحة باستخدام النفثات	٠,٩ - ٠,٤	٠,٦ - ٠,٣
قطر أقل من ٠,٦ متر	٠,٧	٠,٤

جدول (١٢-١٠) قيم زاوية الاحتكاك بين التربة وجسم الخازوق (δ)

نوع الخازوق	δ (درجة)
حديد	٢٠
خرسانة	$\phi/3$
خشب	$\phi/3$
(ϕ) زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة	

بعض الملاحظات والاعتبارات العامة عند تطبيق المعادلات

السابقة الخاصة بتقدير الحمل الأقصى للتربة الغير متماسكة

الحبيبات باستعمال الصيغة الإستاتيكية (النظرية):

١- أثبتت نتائج الأبحاث وتجارب التحميل بالموقع أن كلاً من مقاومة الارتكاز للخازوق والاحتكاك الجانبي له يزيدان مع زيادة الضغط الرأسى الفعال

حتى عمق داخل الطبقة الحاملة يطلق عليه العمق الحرج (شكل ١٢-١٩) ، وتوقف قيمة هذا العمق الحرج على الكثافة النسبية للتربة الغير متماسكة ومنسوب المياه الجوفية وتراوح قيمته بين ١٠ مرات إلى ٤٠ مرة قطر الخازوق. وفي حالة زيادة طول الخازوق المدفون في التربة الغير متماسكة عن العمق الحرج فإن الزيادة في مقاومة الارتكاز تكون صغيرة جداً في حين تتناسب الزيادة في محصلة الاحتكاك الجانبى مع المساحة الجانبية للخازوق ومن هذا المنطلق فإنه عند حساب قدرة التحميل لخوازيق مدفونة داخل الطبقة الحاملة لمسافات كبيرة فإنه يجب ألا يتجاوز العمق الحرج أكبر من عشرون مرة قطر الخازوق عند تقدير كل من (P_b) ، (P_o) كما هو موضح بالشكل (١٢-١٩).

٢- يجب الحرص الشديد عند اختيار القيمة التصميمية لقيمة زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة (ϕ) وذلك نظراً لحساسية قيمة المعامل (N_q) وارتباطه بهذه الزاوية.

٣- يراعى عند استخدام خوازيق الإزاحة مع استعمال النفثات ألا تزيد القيمة التصميمية لزاوية الاحتكاك الداخلى (ϕ) عن (٢٨) عند تحديد قيمة (N_q) .

٤- إن الطريقة والمعادلة المذكورة أعلاه تصلح فقط وتطبق لخوازيق لا يزيد قطرها عن ٦٠ سم، أما الخوازيق ذات الأقطار الكبيرة (أكبر من ٦٠ سم) فإن تصميمها يعتمد على مقدار الهبوط والذى يمكن تقدير قيمته بحوالى نصف مقدار الهبوط الذى يحدث لقاعدة مكافئة تركز على سطح تربة مشابهة فى الخواص للتربة الموجودة عند قاعدة ارتكاز الخازوق.

❖ حالة التربة المكونة من طبقات متباينة متعددة:

فى حالة التربة المكونة من طبقات متباينة ومتعددة باستخدام الصيغ الإستاتيكية (النظرية) يمكن تقدير الحمل الأقصى للخازوق على أساس أنه مساوياً لمجموع جهود المقاومة التى ستبدىها كل من الطبقات الحاملة للخازوق باستثناء الطبقات الضعيفة التى ستتضاعف وستتلاشى مقاومتها إزاء حركة جزع الخازوق أو سيتولد عنها إجهادات قص سالبة على جذع الخازوق.

٢ - قدرة تحمل الخازوق باستخدام بيانات الدق:

يتم حساب قدرة تحمل الخازوق من بيانات الدق بإحدى الطرق التالية :

i - باستخدام الصيغ الديناميكية.

ii - بتطبيق المعادلة الموجبة.

i - قدرة تحمل الخازوق باستخدام الصيغ الديناميكية الخاصة

بالخوازيق المنشأة بالدق:

مقدمة:

- هذه طريقة تقريبية تستخدم لإيجاد قدرة تحمل الخوازيق المنشأة بالدق فى التربة الغير متماسكة الحبيبات مثل الرمال والحصى والزلط.
- لا يجوز الاعتماد على هذه الطريقة وحدها فى تحديد الحمل التصميمى للخوازيق بدون مقارنتها ومضاهاتها مع نتائج اختبارات تربة الموقع واختبارات التحميل أو الخبرة العملية.
- لا يجوز استخدام هذه الطريقة فى حالة التربة المتماسكة الحبيبات مثل الطينية أو الطميية المشبعة بالمياه.
- كما يجب الحذر وعمل الاحتياطات اللازمة عند استخدام هذه الطريقة فى حالات التربة التى تظهر مقاومة أقل لاختراق الخازوق عند إعادة الدق عليه بعد فترة توقف حوالى ساعتين.
- تعتمد جميع الصيغ الديناميكية على فرضين أساسيين كلاهما تقريبى :
 أ) أن قدرة التحمل الإستاتيكية القصوى للخازوق تساوى مقاومة التربة الديناميكية لاختراق الخازوق.
 ب) أن مقاومة التربة الديناميكية لاختراق الخازوق يمكن حسابها من الطاقة الكينماتيكية لمطرقة الدق ومقدار غز الخازوق فى التربة
 .(Refusal)

- أظهر التحليل الإحصائى أنه لا توجد صيغة ديناميكية واحدة منفردة تعطى نتائج موثوق بها تماماً، وأنه فى أحسن ظروف التطبيق عندما تكون الخوازيق مرتكزة داخل طبقات من الرمال أو الزلط أو الحصى أو ما شاكل ذلك من الحبيبات غير المتماسكة فإن الاستخدام الأمثل للصيغ الديناميكية

يعطى قيماً محسوبة ومقدرة تتراوح ما بين ٤٠ ، ١٣٠ % من قدرة التحميل العظمى التى تعطىها اختبارات التحميل.

❖ صيغة هايلي الديناميكية الخاصة بالخوازيق المنشأة بالدق:

- من إحدى الصيغ الشائعة الاستخدام فى مصر هى صيغة هايلي (Hiley Formula) وهى تعتبر من الصيغ الأعم حيث أنها تعتمد على القوانين التى تحكم الاصطدام بالأجسام المرنة.
- تستخدم هذه الطريقة كما ذكرنا سابقاً فقط لخوازيق الدق المرتكزة فى الرمل أو الزلط أو الصخر ولا تستخدم فى الخوازيق المرتكزة فى التربة الطينية أو الطميية.
- لا يوصى باستخدام هذه الصيغة فى حالة خوازيق الإزاحة التى يتم دفعها بالدق على كعب الخازوق.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يمكن تأكيد صلاحية استخدام هذه الصيغة بإعادة الدق على خازوق الإزاحة بعد فترة سكون ومقارنة مقدار الهبوط المناظر لدقة واحدة (Set) قبل وبعد إعادة الدق، وبصفة عامة فإذا كان الهبوط بعد إعادة الدق يختلف عنه فى مرحلة الدق الأولى فإن ذلك يعتبر مؤشراً لعدم الاطمئنان لاستعمال واستخدام هذه الصيغة وذلك بالصور التالية :
- أ (إذا كان الهبوط بعد إعادة الدق أكبر فيجب عدم استخدام هذه الصيغة تحت ظروف الموقع ونوع الخازوق المستخدم.
- ب (إذا كان الهبوط بعد إعادة الدق أصغر فإن هذه الصيغة ستعطى قيماً قد تكون بالغة التحفظ.
- يعبر عن صيغة هايلي بالمعادلة التالية :

$$R_u = \frac{W \cdot h \cdot \eta}{S + \frac{C}{2}} \quad \dots\dots\dots (12-14) *$$

حيث (R_u) : أقصى مقاومة للدق بالكيلو جرام
 ، (W) : وزن المطرقة (Ram) وهو الجزء المتحرك من الشاكوش بالكيلو جرام

- ، (h) : الارتفاع المؤثر لسقوط المطرقة بالمليمتر وهو يساوى :
- (k) × الارتفاع الحقيقى لسقوط المطرقة بالمليمتر
- ، (k) : معامل يسمى معامل الشاكوش وهو يعتمد على نوع الشاكوش (جدول ١٢-١١).
- ، (W.h) : تمثل الطاقة المؤثرة عن الدقة الواحدة
- ، (η) : كفاءة الدق وهى تعتمد على معامل الارتداد (e) والنسبة $\left(\frac{P}{W}\right)$ شكل (١٢-٢٠)
- حيث (e) : معامل الارتداد وهو معامل أقل من الواحد الصحيح وهو يعتمد على نوع ووزن الخازوق والخوذة ووزن المطرقة (نوع غطاء رأس الخازوق أثناء الدق) ونوع الشاكوش جدول (١٢-١٢)
- ، (P) : وزن الخازوق بالإضافة إلى وزن الخوذة أو طربوش الدق أو الوسادة والحشو
- ، (S) : مقدار اختراق الخازوق لكل دقة بالمليمتر
- ، (C) : مجموع الانضغاط المؤقت $(C_c + C_p + C_q)$ بالمليمتر
- حيث :
- (C_c) : مقدار الانضغاط المؤقت للوسادة والحشو أو رأس الخازوق الخشبي بالمليمتر شكل (١٢-٢١)
- (C_p) : مقدار الانضغاط المؤقت للخازوق بالمليمتر وطبقاً للأشكال التالية شكل (١٢-٢٢) لخازوق خرسانة ، شكل (١٢-٢٣) لخازوق حديد ، شكل (١٢-٢٤) لخازوق خشب
- (C_q) : مقدار الانضغاط المؤقت للتربة بالمليمتر شكل (١٢-٢٥)
- هذا ويمكن تعيين وتقدير قيمة حمل التشغيل التصميمى الأقصى للخازوق (R_w) كما يلى :

$$R_w = \frac{R_u}{F.S} \quad \text{.....} \quad (12-15) \quad *$$

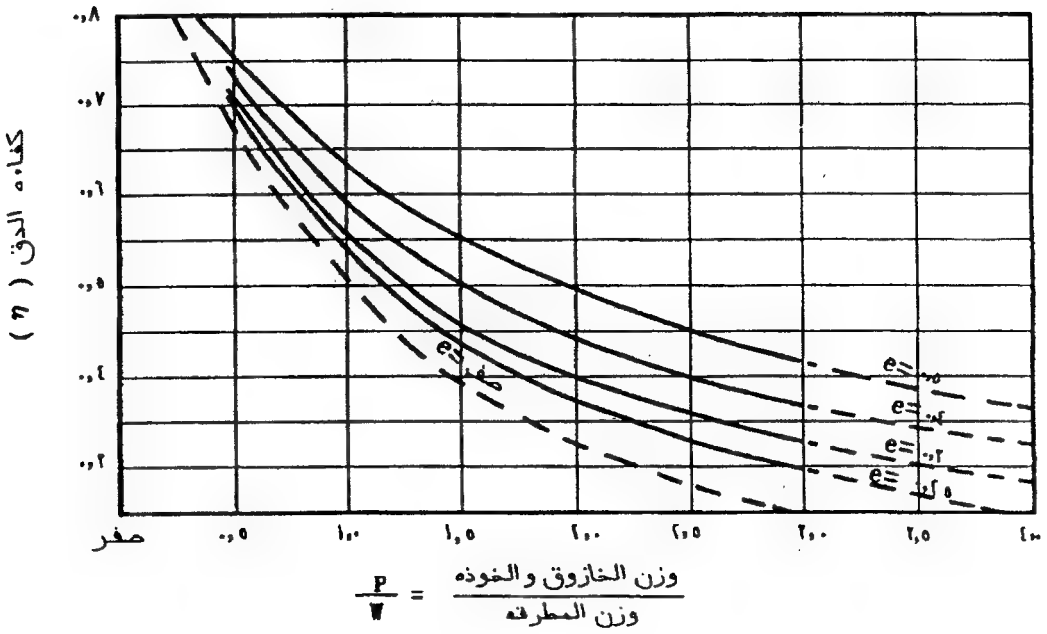
حيث (F.S) هو معامل أمان : يساوى (١,٥) للصخر ، يساوى (٢-٣) فى حالة التربة الرملية والزلطية حسب الثقة فى قيم معاملات الانضغاط (C_p) ، (C_q) ، المستخدمين

جدول (١٢-١١) قيمة معامل الشاكوش (k)

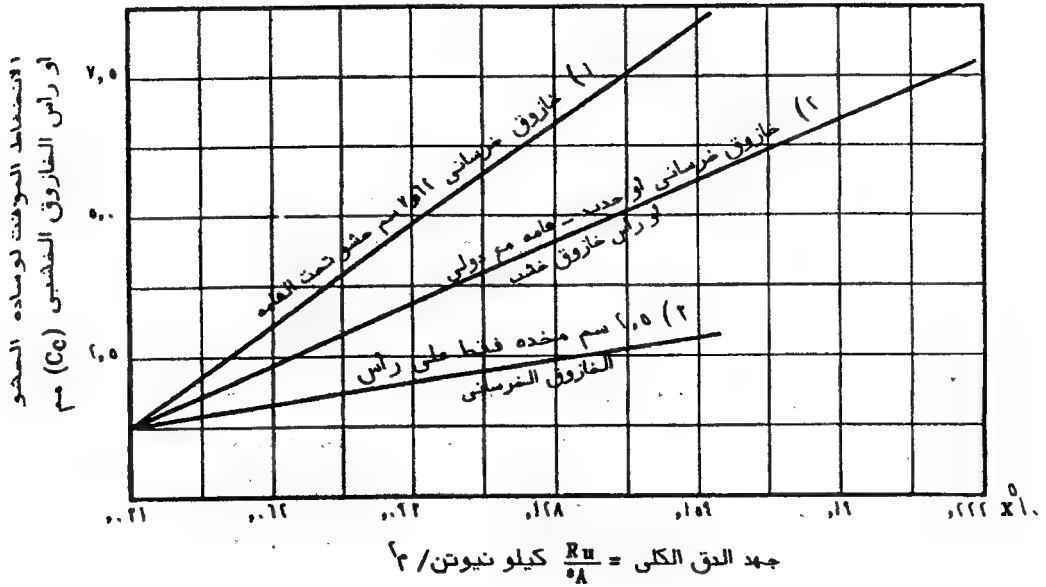
(k)	نوع الشاكوش
٠,٨	شاكوش ساقط يعمل بالونش
٠,٩	شاكوش أحادي التشغيل يعمل بالهواء المضغوط أو البخار
١,٠٠	شاكوش ثنائي التشغيل يعمل بالهواء المضغوط أو البخار
١,٠٠	شاكوش ديزل (وزن المطرقة فقط)

جدول (١٢-١٢) قيم معامل الارتداد (e)

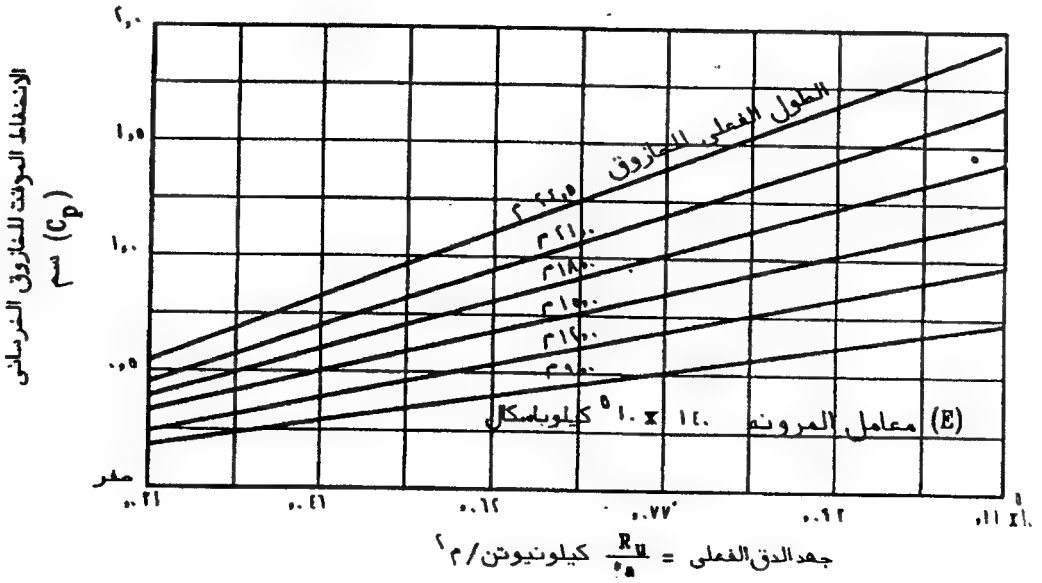
نوع الخازوق	نوع غطاء رأس الخازوق أثناء الدق	أحادي التشغيل مطرقة ديزل أو مطرقة حرة	ثنائي التشغيل
خازوق خرساني سابق الصب	أ) خوذة "helmet" ذات وسادة "dolly" من البلاستيك أو خشب "Green heart" مع استخدام حشو على رأس الخازوق.	٠,٤	٠,٥
	ب) خوذة ذات وسادة من خشب صلد وحشو على رأس الخازوق.	٠,٢٥	٠,٤
	جـ) الدق مباشرة على الخازوق باستخدام وسادة فقط.	-	٠,٥
خازوق حديدي	أ) طربوش دق "driving cap" ذو وسادة "dolly" من البلاستيك أو خشب "Green heart" مع استخدام حشو على رأس الخازوق.	٠,٥	٠,٥
	ب) طربوش دق مع استخدام وسادة من خشب صلد وحشو على رأس الخازوق.	٠,٣	٠,٣
	جـ) الدق مباشرة على الخازوق باستخدام وسادة فقط.	-	٠,٥
خازوق خشبي	الدق مباشرة على الخازوق	٠,٢٥	٠,٤



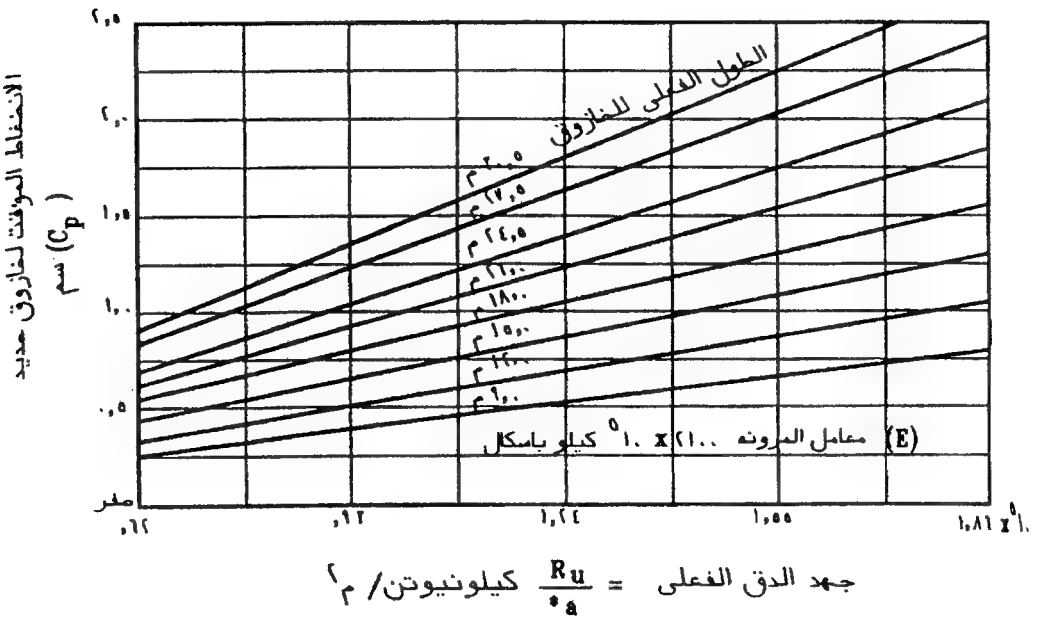
شكل (١٢-٢٠)



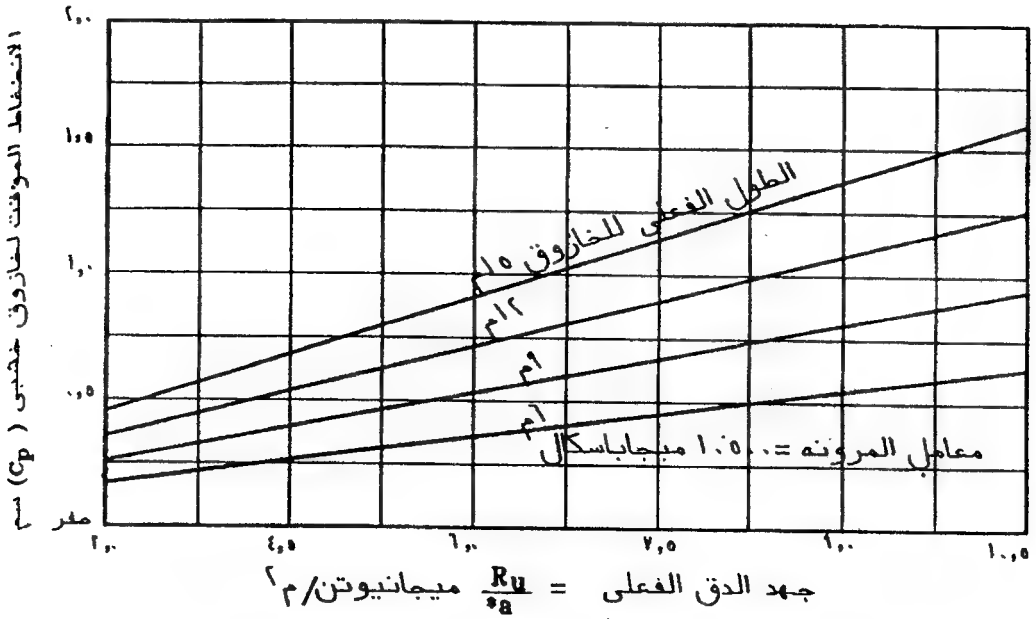
شكل (١٢-٢١)



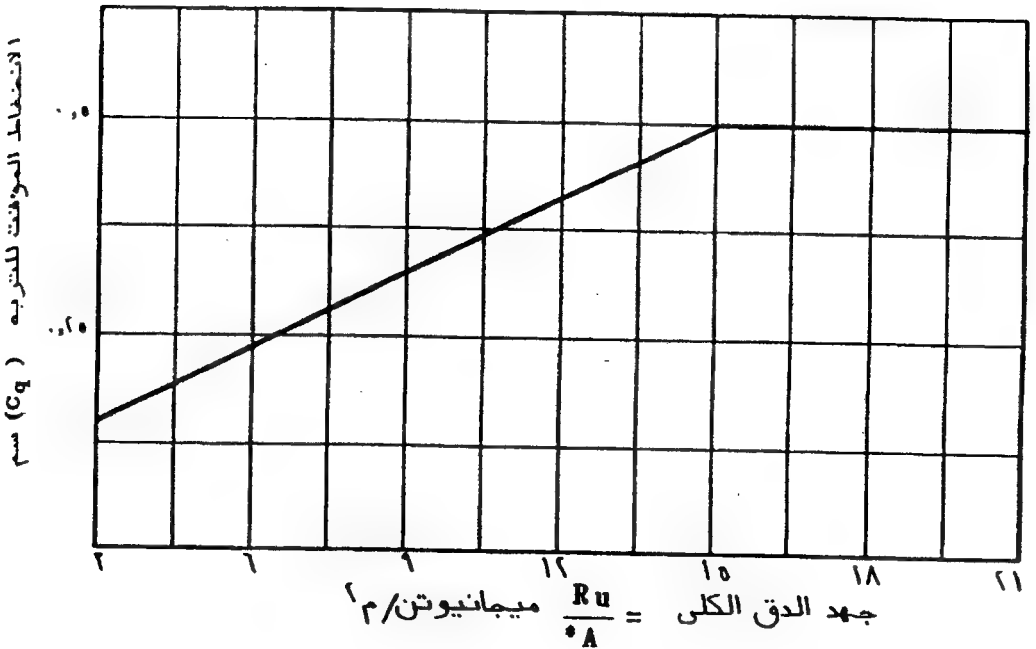
شكل (١٢-٢٢)



شكل (١٢-٢٣)



شكل (٢٤-١٢)



شكل (٢٥-١٢)

		خازوق خرسانه أو خشب	خازوق خرسانه	خازوق خرسانه أو صلب (ماسوره)	خازوق صلب قطاع (H)	خازوق صلب قطاع مندوفى
مساحة قطاع الخازوق الكليه Overall area	A					
المساحة الفعلية لمقطع ماده الخازوق Actual area	a					

شكل (١٢-٢٦)

ii - قدرة تحمل الخازوق باستخدام تطبيق المعادلة الموجية لتحليل بيانات دق الخازوق:

تعتمد المعادلة الموجية على تحليل انتقال الموجات الطولية فى الخازوق أثناء الدق حيث يتم تقسيم كل من مجموعة الدق (الشاكوش ، الهامة ن الوسادة الخ) والخازوق إلى مجموعة من الكتل الجاسئة والزنبركات (Springs) متصلة مع بعضها على التوالى كما يتم عمل نموذج للتربة من الزنبركات و "dash pots" متصلة على التوازي مع بعضها وعلى التوالى مع جزع الخازوق. ويتم حل المعادلة التفاضلية من الدرجة الثانية عن طريق الحاسب الآلى باستخدام إحدى الطرق العددية مثل العناصر المحددة "finite elements" أو الفروق المحددة "finite differences".

وتعتبر المعادلة الموجية أحسن الطرق الديناميكية ومن أدق الطرق المستخدمة فى تحليل خوازيق الدق حيث تستعمل فى تحديد القدرة القصوى لتحمل خوازيق الدق وكذلك فى تقدير قيمة اختراق خوازيق الدق للتربة أثناء التنفيذ "set" والناتج عن دقة واحدة للشاكوش وبالتالي فإنه

عن طريق عدة قراءات للاختراق مع قدرة التحمل القصوى المناظرة يمكن رسم ما يسمى ببياني قدرة التحمل.

- هذا وتجدر الإشارة إلى أن المعادلة الموجية تستخدم بنجاح وبدقة في تقدير قيم إجهادات الضغط والشد القصوى بدقة بما في ذلك المكان والموضع الذي يتعرض لأقصى إجهادات بالإضافة إلى وقت حدوثها منذ الدق على رأس الخازوق.

٣- قدرة تحمل الخازوق باستخدام نتائج التجارب الحقلية:

- باستخدام نتائج تجربة الاختراق القياسي (S. P. T Results) بالحقل:
- هذه الطريقة تستخدم لتقدير قدرة تحمل الخازوق الإزاحة (حمل التشغيل) المرتكز في تربة غير متماسكة الحبيبات وذلك طبقاً للمعادلة التالية وذلك بطريقة تقريبية :

$$Q_{all} = 90 N (p R)^2 + \bar{N} (2 p R L) \quad \text{..... (12-16)} \quad \text{(كيلو نيوتن)}$$

حيث (Q_{all}): حمل تشغيل الخازوق (كيلو نيوتن) ويتضمن معامل أمان قدره (٢,٥) بالنسبة لمقاومة ارتكاز الخازوق وقدره (٢) بالنسبة لمقاومة الاحتكاك

، (N) : هي القيمة المتوسطة لعدد الدقات في تجربة الاختراق القياسي في طبقة التربة المؤثرة على حمل الارتكاز والممتدة لمسافة ($2 R$) أسفل قاعدة الخازوق ، ($6 R$) أعلى نقطة الارتكاز

، (N) : هي متوسط عدد الدقات في تجربة الاختراق القياسي على طول الخازوق داخل الطبقة أو الطبقات غير المتماسكة الحبيبات

، (R) : هو نصف قطر الخازوق بالمتر

، (L) : هو طول اختراق الخازوق للطبقة الغير متماسكة بالمتر

- أما في حالة خوازيق الإزاحة المسلوقة ذات القطاع المتغير (Tapered piles) بمعدل أكبر من ١% فيمكن زيادة الاحتكاك الجانبي إلى مرة ونصف القيمة المعطاة بالعلاقة السابقة.

- وفي حالة خوازيق التثقيب العادية التي لا يستخدم فيها ضخ الخرسانة بكامل الطول أو الحقن بالمونة يمكن استخدام المعادلتين التاليتين لتقدير حمل التشغيل :

- حالة نصف القطر (R) أقل من أو يساوى ٢٥ سم ($R \leq 0.25$ ms)

$$Q_{all} = 45 N (\pi R^2) + \left(\frac{N}{3}\right) (2 \pi R L) \quad \dots\dots\dots * (K N) \quad \dots\dots\dots (12-17)$$

- حالة نصف القطر (R) أكبر من ٢٥ سم وأقل من ٥٠ سم
 $(0.25 \leq R < 0.5$ ms).

$$Q_{all} = 90 (N \cdot d) \cdot (\pi R^2) + \frac{2}{3} (\bar{N} \cdot d) \cdot (2 \pi R L) \quad (K N) \quad \dots\dots\dots (12-18) *$$

حيث (d) هو قطر الخازوق بالمتر.

* باستخدام نتائج اختبار المخروط الإستاتيكي:

• هذه الطريقة يفضل استخدامها فى تقدير قدرة تحمل خازوق إزاحة مرتكز فى رمل سائب إلى كثيف أو طمي غير لدن باستخدام نتائج تجربة المخروط الإستاتيكي طبقاً للعلاقة التالية حيث أن هذه الطريقة لا تعتبر دقيقة فى حالة التربة الرملية الكثيفة جداً أو فى الطبقات الرملية المحتوية على نسبة من الزلط وهذه المعادلة هى :

$$Q_{all} = \frac{1}{3} q_c (\pi R^2) + \frac{1}{2} f_c (2 \pi R L) \quad \dots\dots\dots * (K N) \quad \dots\dots\dots (12-19)$$

حيث (Q_{all}) : هى قيمة حمل تشغيل الخازوق بالكيلو نيوتن ويتضمن معامل أمان قدره (٣)

، (q_c) : هى المقاومة المتوسطة لاختراق المخروط الإستاتيكي فى مسافة (٦) مرات قطر الخازوق أعلى منسوب الارتكاز وثلاثة مرات هذا القطر أسفل منسوب الارتكاز.

، (f_c) : هى القيمة المتوسطة للاحتكاك الجانبى بطول الخازوق المقاسة باستخدام المخروط الإستاتيكي بحيث لا تزيد عن ٥٠ كيلو نيوتن /م (٠,٥ كجم/سم^٢).

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى حالة خوازيق التنقيب المنفذة بطريقة الحفر العادية يجب تقليل القيم المحسوبة من المعادلة المذكورة أعلاه إلى النصف.

❖ باستخدام نتائج اختبارات تحميل الخوازيق:

فيما يلي ملخص لكيفية وطريقة خطوات تنفيذ اختبارات تحميل الخوازيق الخرسانية المسلحة طبقاً للكود المصرى لميكانيكا التربة والأساسات قرار وزارى رقم ٤٤٧ لسنة ١٩٩١.

١ - اختبارات تحميل الخوازيق:

تجرى تجارب تحميل الخوازيق لمعرفة تجاوب الخازوق مع الأحمال المؤثرة عليها وبالتالي يمكن مقارنة ذلك بالفروض التصميمية ومعرفة سلامة التنفيذ وتعتبر تجارب التحميل هى الأساس فى تحديد قدرة تحمل الخازوق.

٢ - نوع تجارب التحميل:

٢-أ تجارب قبل التنفيذ (Pre-contract tests):

يجرى هذا النوع من التجارب قبل تنفيذ الخوازيق العاملة على خوازيق تنفذ خصيصاً بهدف تأكيد فروض التصميم. ولهذا يستمر إضافة الأحمال حتى حمل الانهيار كلما أمكن ذلك. ويمكن تجهيز الخوازيق بأجهزة إضافية لإمكان قياس الجزء من الحمل المأخوذ بالاحتكاك والآخر المأخوذ بالارتكاز ويمكن إجراء هذه التجارب لاختيار أنسب الأنظمة المستعملة ويكون ذلك قبل إسناد الأعمال أو التعاقد. ويجرى هذا النوع من التجارب فى المشاريع الكبيرة أو فى الأراضى الصعبة وتجرى عادة أكثر من تجربة.

٢-ب تجارب أثناء التنفيذ (Preliminary tests):

• تجرى هذه التجارب داخل إطار التعاقد وقبل تنفيذ الخوازيق العاملة ومنها يمكن استنتاج معاملات التربة "soil parameters" من واقع سلوك الخازوق أثناء التحميل. كما تحدد هذه التجارب على وجه الخصوص هبوط الخازوق تحت الأحمال المطلوبة وبذلك يمكن تحديد الهبوط المسموح به للخوازيق العاملة ومقدار السماح فى هذه القيم.

• وعادة تجرى أكثر من تجربة حتى يمكن مقارنة نتائجها بالتجارب على الخوازيق العاملة وفي حالة عدم إجراء تجارب قبل التنفيذ "Pre-contract tests" فيكون من المفيد زيادة الأحمال حتى حمل الانهيار حتى يمكن تحديد معامل الأمان بدقة - وعموماً فإن هذا النوع من التجارب يجرى في المشاريع الكبيرة.

٢- ج تجارب على الخوازيق العاملة (Contract piles tests):

• تجرى هذه التجارب في جميع المشاريع سواء كبيرة أو صغيرة وتعطى نتائجها المؤشر والضمان لسلامة التصميم والتنفيذ. وفي هذه الحالة لا تحمل خوازيق التجارب حتى حمل الانهيار ولكن حتى أحمال تزيد على الحمل التصميمي من ٥٠% - ١٠٠%. ويمكن اختيار خازوق أو خوازيق التجارب أثناء أو بعد الانتهاء من التنفيذ. ولا يقل عدد تجارب التحميل عن تجربة واحدة لكل ٢٠٠ خازوق وبحيث لا تقل في الموقع الواحد عن تجربة فيما عدا خوازيق ستراوس حيث يجب ألا يقل عن تجربة لكل ١٠٠ خازوق وبحيث لا يقل العدد عن تجربتين لكل موقع.

• ويمكن إجراء التجربة على خازوق واحد كما في حالة خوازيق الارتكاز. أما في حالة خوازيق الاحتكاك فتجرى التجربة على مجموعة من الخوازيق لا تقل عن ٣ خوازيق.

٣- تجهيز التجربة:

يشمل تجهيز التجربة الآتى :

- أ - تجهيز الخازوق.
- ب - تجهيز الأرض المحيطة بالخازوق.
- ج - تجهيز وسيلة رد الفعل.
- د - تجهيز وسيلة نقل الأحمال.
- هـ - تجهيز وسيلة قراءة الهبوط.

٣-أ تجهيز الخازوق:

يحفر حول الخازوق حتى يظهر منه حوالى ٠,٥٠ - ١,٠٠ متر. ويتم تكسير الجزء العلوى منه حتى تظهر الخرسانة الصلدة وحديد التقيصة. ويجب ألا يقل مقدار التكسير عن ٥٠٠ ملليمتر. وينظف أعلى الخازوق وحوله قبل عمل وسادة التحميل، ويدخل الخازوق داخل الوسادة مسافة حوالى ٢٠٠ ملليمتر. ويكون سطحه مستوياً إلى حد ما. كما يجب أن تكون الوسادة متمركزة مع الخازوق تماماً. وفي حالة عمل التجربة على مجموعة من الخوازيق فيجب أن تكون الوسادة متمركزة مع مركز ثقل المجموعة. وعادة تسطح الوسادة لضمان نقل الأحمال إلى الخازوق بانتظام. ويجب العناية التامة بسطح الوسادة العلوى الذى يجب أن يكون مستوياً وأفقياً وليست به أى بروزات أو نتوءات. ويمكن أن يثبت به أسياخ فى أركانه الأربعة بقطر لا يقل عن ١٠ ملليمتر تستعمل فى ربط عدادات الهبوط اللازمة لقياس الهبوط. ويجب تجنب سير المعدات على الوسادة مدة تسمح بتصلد الخرسانة. وتفك الشدة بعد ذلك. ويجب الحفر حول وأسفل الوسادة حتى تمنع انتقال أى جزء من الحمل إلى التربة المحيطة.

٣-ب تجهيز الأرض المحيطة بالخازوق:

يجب إخلاء الأرض المحيطة بالخازوق من العوائق الظاهرة فوق سطح الأرض ويجب أن تكون الأرض متماسكة بدرجة كافية حتى لا تهبط الركائز الحاملة للطبليية "platform" الموضوع فوقها الحمل عندما يكون رد الفعل بواسطة الأحمال "kentledge". وف حالة عمل فرشاة خرسانية أسفل الركائز يجب التأكد التام من عدم اتصالها بالكمرات الحاملة لأجهزة الرصد "reference beams". وعندما تكون هناك عوائق لا يمكن إزالتها - مثل سور أو أرض مجاورة أو أى منشآت على الرصيف للخدمات العامة - ففى هذه الحالة يمكن اللجوء إلى استخدام رد الفعل بواسطة خوازيق شد أو شدادات "tension piles anchors" حيث أنها تحتاج إلى حيز أقل، وإلا فيتم اختيار خازوق آخر. كما يفضل أن يكون مستوى الأرض متقارباً مع مستوى الوسادة

حيث أن انخفاض مستوى الوسادة يؤدي إلى صعوبة فى رصد القراءات، وارتفاعها يؤدي إلى صعوبة فى تجهيز الكمرات الحاملة أو رص الأحمال.

٣-ج تجهيز وسيلة رد الفعل بواسطة الأحمال:

يتكون الحمل عادة من مكعبات خرسانية أو حديدية أو شكاير رمل. وترتكز هذه الأحمال على طبليّة مكونة من كمرة أو أكثر رئيسية "main beam (s)" ، يرتكز فوقها كمرات عرضية "cross beams" ، يرص فوقها كمرات ثانوية "sleepers". ويمكن أن تغطى المسافة بينها بألواح خشبية إذا لزم الأمر قبل وضع الأحمال. ويجب التأكد ألا تنتقل الأحمال مباشرة إلى الخازوق أثناء رصها لذلك يجب العناية التامة بالركائز الموضوعة على الأرض - والتي ترتكز فوقها الكمرات الرئيسية والعرضية. كما يجب ملاحظة أى هبوط فى هذه الركائز حتى لا تلامس الكمرات الرئيسية الرافعة الهيدروليكية "hydraulic jack". كذلك يجب أن تكون الركائز وفوقها الطبليّة فى مستوى أفقى قبل وضع الأحمال. ويجب ملاحظتها جيداً أثناء رص الأحمال. وإذا تلاحظ وجود ميل فيجب إيقاف الرص ومعالجته، وإلا يتم إنزال الأحمال وتقوية أسفل الركائز التى هبطت. ويوضح شكل رقم (١٢-٢٧) طريقة إعداد الكمرات والركائز. وعادة تكون الأحمال الموضوعة ذات وزن أكثر من الحمل الأقصى للتجربة حوالى ٢٥% وعند وضع الرافعة الهيدروليكية فوق قاعدة الخازوق يجب التأكد من تمركزها مع القاعدة والتي بدورها تكون متمركزة على الخازوق. ولضمان توزيع رد الفعل على القاعدة يجب وضع شريحة حديدية "steel plate" بسمك لا يقل عن ٣٠ ملليمتر تحت الرافعة تكون مساحتها ضعف مساحة قاعدة الرافعة كما يفضل وضع شريحة أخرى أعلا الرافعة خصوصاً فى حالة وجود أكثر من كمرة رئيسية واحدة.

٣-د تجهيز وسيلة نقل الأحمال:

• تنقل الأحمال المذكورة فى البند ج إلى الخازوق بواسطة رافعة هيدروليكية ذات سعة أكبر من حمل التجربة بمقدار ٢٥% على الأقل. كما يكون

مشوار مكبس الرافعة أكبر من ١٠% قطر الخازوق المختبر يضاف إلى ذلك ٢٥ ملليمتر على الأقل نتيجة تقوس الكمرات الحاملة أو استطالة أسياخ أو أسلاك الشد. وتوضع متمركزة تماماً مع الخازوق وقاعدته وكذلك مع الكمرة الرئيسية. ويجب وضع شريحة حديدية "steel plate" أسفل قاعدة الرافعة بمساحة ضعف مساحة قاعدة الرافعة وبسمك لا يقل عن ٣٠ ملليمتر. كما يفضل وضع شريحة أخرى أعلا الرافعة عند التقائها بالكمرة الرئيسية.

• ويجب التأكد من ترك مسافة كافية بين قاعدة الخازوق وأسفل الكمرة الرئيسية لتسمح بوضع الرافعة والشرائح الحديدية آخذين في الاعتبار الترييح الممكن حدوثه للدعامات (الركائز) المتمركز فوقها مجموعة الكمرات. وتوصل الرافعة بخراطوم (خراطيم في حالة double acting) إلى طلمبة الضخ المثبت بها عداد الضغط أو الحمل. وعند تحويل الضغوط إلى أحمال يجب التأكد من مساحة المكبس الداخلية حسب كتالوج الشركة المصنعة. مع عمل معايرة لبيان الأحمال المناظرة للضغوط في العداد. ويجب أن تكون معايرة عداد الضغط صالحة وقت إجراء التجربة. وتحدد صلاحية المعايرة وفقاً لما يلي:

- إذا حدث أى تغيير في مكونات الرافعة.
- إذا رأى المشرف ما يستدعى عمل معايرة جديدة.

• وتكون دقة عداد الضغط في حدود $\pm 2\%$. ويجب أن يكون خزان الطلمبة مملوءاً بالزيت، كما يجب تواجد كميات أخرى إضافية من الزيت لتعويض المسافة التي ارتفعها المكبس.

• ويمكن استعمال جهاز أحمال عيارى "calibrated load cell column" يوضع فوق الرافعة. وفي هذه الحالة يستغنى عن عداد الضغط المثبت في طلمبة الضخ. ولكن يجب الأخذ في الاعتبار ارتفاع الجهاز عند تقدير المسافة بين قاعدة الخازوق وأسفل الكمرة الرئيسية.

• ويمكن تزويد الرافعة بجهاز لتثبيت الحمل يعمل أوتوماتيكياً. ويستفاد من هذا الجهاز عند تثبيت الحمل لفترات طويلة أو عند حدوث تغير كبير في درجات الحرارة.

٣- هـ تجهيز وسيلة قراءة الهبوط:

• تتكون مجموعة قراءة الهبوط من كمرتين من الحديد قطاع مجرى أو صندوق عمق ١٠٠-١٥٠ ملليمتر. وتوضع كل كمر على أحد جانبي قاعدة الخازوق. وترتكز الكمرات في نهايتها على أسياخ مدقوقة في الأرض بعمق ١,٠٠ متر على الأقل أو تثبت النهايات بالخرسانة. ويجب أن تكون كل كمر حرة الحركة عند إحدى نهايتها لتسمح بالتمدد والانكماش نتيجة تغيير درجات الحرارة أثناء التجربة. ويجب ألا تقل المسافة بين نقط الارتكاز هذه ومركز الخازوق المختبر عن ٢,٠٠ متر بأي حال من الأحوال. وتزيد هذه المسافة في حالة الخوازيق ذوات القطر أكبر من ١,٠٠ متر. ويجب التأكد من عدم وجود أى اتصال بين نقط ارتكاز الكمرات وكل من قاعدة الخازوق والدعامات المرتكز فوقها مجموعة كمرات نقل الأحمال. ويوضح الشكل رقم (١٢-٢٧) وضع الكمرتين بالنسبة للخازوق والدعامات.

• ويقاس الهبوط عادة بإحدى الطرق الآتية :

١- عدادات هبوط

٢- ميزان رصد

• وتوجد طرق أخرى أقل شيوعاً مثل السلك المشدود على مقياس والطرق الضوئية.

١- عدادات الهبوط:

• تثبت عادة أربع عدادات على مسافات متساوية إما على الكمرات أو على قاعدة الخازوق. ويجب أن تكون العدادات في وضع رأسى ومثبتة تماماً حتى لا تنزلق أو تهتز مما يؤثر على قيم الهبوط المسجلة. ويجب أن يكون السطح المرتكز عليه نهاية ساق العداد نظيفاً ومستوياً وخالياً من أى شوائب أو صدأ الخ. كما يجب التأكيد على عدم استعمال الشريحة الحديدية أسفل الرافعة لتثبيت أو ارتكاز العدادات وعادة تكون حساسية القراءات ٠,٠١ ملليمتر. كما يفضل أن يكون مشوار ساق العداد ٥٠ ملليمتر ولا يقل بأي حال من الأحوال عن ٢٥ ملليمتر.

- ويجب العناية بالعدادات بعد الانتهاء من التجربة والتأكد من حرية حركة الساق وذلك بمسحها بالقماش الجاف وعدم استعمال أى سوائل مثل الماء أو البنزين أو الزيت الخ فى تنظيفها.
- ويجب ملاحظة أى تغيير فى معدل الهبوط بين العدادات لأن ذلك قد يكون مؤشراً على حدوث انحناء فى رأس الخازوق أو حركة غير عادية فى الكمرات مثل الللى أو الانحناء.
- وميزة هذه الطريقة هى الدقة فى القياس خصوصاً فى فترة ثبوت الأحمال. كما أنها تستخدم دون سواها عند إجراء تجربة تحميل بطريقة معدل الهبوط الثابت "constant rate of penetration test: CRP".

٢- ميزان رصد:

- يثبت الميزان على رأس صلدة بعيداً عن مكان التجربة ويبقى كذلك طوال فترة إجراء التجربة. ويفضل أن تكون هناك نقطتين مقارنة ثابتتين على ثوابت مثل حائط أو مبنى قائم أو ما شابه ذلك بعيداً عن التجربة، وتختار نقط المقارنة بحيث يمكن رؤيتها أثناء الرصد بدون نقل الميزان. ويثبت على قاعدة الخازوق ثلاثة مقاييس على الأقل لرصد هبوط الخازوق.
- ويجب أن تكون المقاييس المثبتة على الخازوق ونقط المقارنة ذات حساسية ١,٠٠ ملليمتر ويجب أن تكون الموازين مزودة بورنيه لتسمح بالقراءة بدقة ٠,١ ملليمتر على الأقل.
- وميزة هذه الطريقة أنها بعيدة عن المؤثرات الممكن حدوثها بالقرب من مكان التجربة وكذلك فى الكمرات (RB).
- ويفضل الجمع بين الطريقتين عند إجراء التجربة إذا تيسر ذلك.

٤- إجراء التجربة:

- يشمل ذلك إضافة (أو إزالة) الأحمال وتسجيل قراءات الهبوط (أو الارتداد) ثم عمل الرسومات البيانية التى توضح سلوك الخازوق أثناء التجربة وأخيراً وضع التوصيات الخاصة بالحدود المسموح بها لحمل التشغيل والهبوط المناظر له.

٤-أ إضافة الأحمال وتسجيل القراءات:

• قبل إضافة الأحمال تؤخذ قراءة العدادات الابتدائية أى عند صفر الحمل
و ثم يبدأ فى إضافة الأحمال على مراحل بحيث لا تزيد ساعة كل مرحلة عن ٢٥%
من الحمل التصميمى. وتكون فترة مكوث الحمل فى كل مرحلة كما هو مبين
بالتدول رقم (١٢-١٣) وبحيث لا يزيد معدل الهبوط عند نهاية كل مرحلة
تحميل عن ٠,٠٠٥ مم/دقيقة وبشرط أن يكون معدل الهبوط متناقصاً أو
ثابتاً لثلاث قراءات متتالية. وتؤخذ القراءات فى كل مرحلة بعد ١-٥-١٠-٢٠-٤٠-٦٠
دقيقة ثم بعد ذلك كل ٣٠ دقيقة. وفى حالة مكوث الحمل ١٢ ساعة
فيمكن زيادة الفترة بين القراءات إلى ٦٠-١٢٠ دقيقة وذلك بعد ساعتين من
تناقص معدل الهبوط عما جاء بهاليه. وأثناء أخذ القراءات يجب التأكد من ثبوت
الحمل وإذا انخفض الحمل أكثر من ٥% من الحمل عند أى مرحلة فيزاد إلى
الحمل المطلوب. أما إذا كانت قيمة الانخفاض أقل من ٥% فيفضل عدم زيادة
الحمل ويكتفى بتسجيل قيمة الانخفاض ويؤخذ ذلك فى الاعتبار فى المرحلة
التالية وعند عمل الرسومات البيانية.

جدول رقم (١٢-١٣)

الحمل كنسبة من الحمل التصميمى	وقت مكوث الحمل
٢٥%	١ ساعة
٥٠%	١ ساعة
٧٥%	١ ساعة
١٠٠%	٣ ساعة
١٢٥%	٣ ساعة
١٥٠%	١٢ ساعة
١٢٥%	١٥ دقيقة
١٠٠%	١٥ دقيقة
٧٥%	١٥ دقيقة
٥٠%	١٥ دقيقة
٢٥%	١٥ دقيقة
صفر	٤ ساعة

• ويجب الأخذ في الاعتبار أن انخفاض الحمل ثم زيادته يؤدي إلى هبوط إضافي للخازوق يرجع إلى التكوين الحبيبي للتربة ولا يمثل الهبوط المناظر للحمل. وعموماً فإنه من الصعب ثبوت الأحمال الكبيرة لفترة زمنية طويلة ولذلك يفضل تواجد مشرفين طوال فترة إجراء التجربة. وتسمى هذه الطريقة بتجربة الحمل على مراحل "incremental or maintained load test ML". ويمكن زيادة الأحمال بطريقة معدل الهبوط الثابت "constant rate of penetration" Test C.R.P.

• وتكون زيادة الأحمال بحيث يدفع الخازوق داخل الأرض بمعدل ثابت حوالى ٠,٤ مم/ دقيقة فى حالة خوازيق الاحتكاك فى تربة طينية. أما فى حالة خوازيق الارتكاز فى تربة رملية فيكون المعدل حوالى ٢,٠٠ مم/ دقيقة. وعموماً فإن معدل ١,٠٠ مم / دقيقة يعتبر مناسباً فى معظم الأحوال. ولكن يجب بقاء المعدل ثابتاً طوال إجراء التجربة.

• ويجب استعمال رافعة هيدروليكية مزودة بجهاز كهربائى لزيادة الأحمال حيث أن الرافعة اليدوية لا تتناسب مع هذه الطريقة. كما يفضل إعداد رسم بيانى يوضح الهبوط مع الزمن قبل إجراء التجربة حتى يمكن ملاحظة أى تغيير فى معدل الهبوط وتصحيحه أثناء التجربة.

• وتجرى هذه التجربة فقط عندما يكون المطلوب إيجاد الحمل الأقصى. حيث أنه يمكن إجراء التجربة فى زمن قصير (حوالى ساعة). ولكن هذه الطريقة تسبب هبوطاً أكبر كثيراً من الهبوط المناظر فى تجربة التحميل على مراحل (ML). ويكون ذلك إحدى مشاكل إجراء التجربة حيث يتطلب توافر عدادات هبوط ذات مشوار كبير.

٤- ب تقديم النتائج:

يشمل ذلك :

أولاً : جميع البيانات الخاصة بالخازوق المختبر كما هو موضح فيما بعد:

بيانات عامة : الشركة المنفذة - المقاول العام - الاستشارى - الموقع.

التواريخ : تاريخ تنفيذ الخوازيق - تاريخ إجراء التجربة.

الخازوق : رقم الخازوق - القطر - الطول - التسليح - أى بيانات أخرى.

الطريقة : نظام التنفيذ - طريقة التحميل.

المناسيب : منسوب رأس ونهاية الخازوق.

الأحمال : حمل التشغيل - حمل التجربة.

ملاحظات : أثناء التنفيذ - أثناء التجربة - الجو - التربة.

كما يفضل أن يرفق مع النتائج أى بيانات عن التربة أو التجارب الحقلية التى أجريت فى الموقع.

ثانياً : نتائج الرصد:

• يجب تقديم رسم بيانى يوضح العلاقة بين الحمل والهبوط. ويجب الأخذ فى الاعتبار أن اختيار مقياس الرسم للمحورين يؤثر على شكل المنحنى مما قد يؤدي إلى تفسير خاطئ للنتائج. وعموماً فإن اختيار مقياس رسم لمحور الأحمال وحده قياس (١ سم مثلاً) لكل ٤٠٠ أو ٥٠٠ كيلو نيوتن (٤٠ أو ٥٠ طن) ولمحور الهبوط نفس وحدة القياس لكل ١ ملليمتر يعطى رؤية واضحة لتجاوب الخازوق مع الحمل. وتكمن أهمية شكل منحنى الحمل / الهبوط فى أنه فى كثير من الأحوال يمكن منه استنتاج سبب انهيار الخازوق كما هو موضح فى شكل رقم (١٢-٢٨) الذى يعطى تفسير لبعض الأشكال المختلفة لمنحنيات الهبوط. وتعتبر هذه الأشكال مرشداً فقط - إذ يجب دراسة العوامل المؤثرة على كل تجربة على حدة.

• ويمكن إعداد منحنيات الهبوط / الزم - الحمل / الزمن كما هو موضح فى شكل رقم (١٢-٢٩) ويستدل منها على الزمن المناظر لكل حمل ومدى تأثير ذلك على الهبوط وتظهر أهمية هذه النقطة فى حالة مكوث الحمل لفترة طويلة.

٥- تحليل النتائج:

١-٥ عموميات:

الغرض من تجارب التحميل هو تحديد وتأكيـد حمل تشغيل الخازوق مع الأخذ في الاعتبار الهبوط المسموح به. ويعتبر تحليل النتائج من أعقد المواضيع المثارة في مجال الخوازيق. كما توجد أنواع وطرق مختلفة للتجارب فإن كل نوع أو طريقة تعطى معلومات مختلفة تفيد في التحليل. فمثلاً طريقة معدل الهبوط الثابت يستخلص منها الحمل الأقصى. بينما طريقة التحميل على مراحل تعطى قيم هبوط منازرة للحمل بصورة أدق. كذلك إجراء التجربة بعمل دورات تعطى بيانات عن الهبوط الدائم والهبوط المرن مما يكون له دلالة عند تقييم تجاوب الخازوق مع الحمل. وسنتناول فيما بعد موضوعين هما : (١) استنتاج الحمل الأقصى للخازوق (٢) هبوط الخازوق المسموح به في تجربة التحميل.

٢-٥ طريقة نقل الأحمال:

يمثل منحنى الهبوط العلاقة بين محصلة الحمل والهبوط لكل من جذع الخازوق وقاعدة ارتكازه. وعموماً فعند الأحمال الأولى وحتى حمل التشغيل تكون معظم مقاومة الخازوق للهبوط نتيجة للاحتكاك أو الالتصاق بين جسم الخازوق والتربة المحيطة. ويستثنى من ذلك الخوازيق القصيرة و/ أو عندما تكون التربة المحيطة بجذع الخازوق ضعيفة جداً. وتستمر مقاومة جذع الخازوق للأحمال حتى يظهر انحراف بسيط في منحنى الهبوط. وتمثل هذه المرحلة عادة التعبئة الكاملة لجهود مقاومة جذع الخازوق مسبباً هبوطاً قد يصل إلى ١٠ ملليمتر. وتتوقف قيمة هذا الهبوط على حالة التربة وأبعاد الخازوق وبالأخص طوله. ويزيادة الأحمال تنتقل إلى قاعدة ارتكاز الخازوق. ويتأثر الهبوط في المقام الأول عندئذ بمساحة القاعدة ويبين شكل رقم (١٢-٣٠) تجاوباً مثالياً "idealised behaviour" لزيادة مقاومة جذع الخازوق عن مقاومة قاعدة ارتكازه باستخدام الهبوط الإجمالي من تجربة التحميل وخواص التربة المحددة من التجارب الحقلية والمعملية ولكن يتطلب ذلك خبرة واسعة وممارسة طويلة.

٣-٥ طرق تقدير الحمل الأقصى (حمل الانهيار): *Ultimate load*

عادة يعرف الحمل الأقصى بأنه الحمل الذي يسبب هبوطاً للخازوق يساوى ١٠% م قطره، وحيث أن تجربة التحميل حتى الحمل الأقصى غير متيسرة من الناحية العملية في معظم الأحوال خصوصاً في حالة خوازيق الارتكاز في تربة رمليّة متوسطة أو عالية الكثافة وكذلك في حالة الخوازيق ذات الأقطار الكبيرة فإن العديد من الطرق المتعارف عليها حالياً تستخدم منحني "الحمل - الهبوط" لتجربة التحميل حتى ١,٥ أو ٢ مرة حمل التشغيل لتقدير الحمل الأقصى، ومن هذه الطرق :

الطريقة الأولى (طريقة دافيسون ١٩٧٢ - 1972):

ترسم العلاقة بين الحمل ومسافة الهبوط [شكل رقم (١٢-٣١)] مع اختيار مقياس رسم مناسب بحيث يكون الخط OO' ، الذي يمثل العلاقة بين الحمل والضغط لعمود حر مرّن محمل محورياً طوله L ومساحة مقطعه A ومعامل المرونة لمادته E ، يعمل زاوية حوالى 20° مع محور الحمل. تؤخذ المسافة oc تساوى $(3,8 + 0,08 \times d)$ مم حيث d = قطر الخازوق (سم) ويرسم cc' موازياً للخط oo' . يحدد تقاطع cc' مع منحنى "الحمل - الهبوط" للخازوق قيمة ٩٠% من الحمل الأقصى Q_{ult} [شكل رقم (١٢-٣١)]. يلاحظ أن هذه الطريقة تتطلب تحميل الخازوق إلى الحد الذي يمكن من الحصول على تقاطع الخط cc' مع المنحنى وهذا لا يتيسر من الناحية العملية في كثير من الأحوال.

الطريقة الثانية (طريقة شين ١٩٨٠ - Chin 1980) المعدلة:

ترسم العلاقة بين قيم هبوط الخازوق Δ ونسبة هذا الهبوط إلى الحمل المناظر (Δ/Q) [شكل رقم (١٢-٣٢)] وتمثل هذه العلاقة في العادة خطاً مستقيماً باستثناء القيم المناظرة لبدايات تجربة التحميل.

يحدد Q_{ult} من ميل الخط الناتج.

يعتبر الحمل الأقصى هو ذلك المعين بطريقة دافيسون المعدلة إلا إذا لم يتقاطع الخط cc' مع منحنى التحميل [شكل رقم (١٢-٣١)] فيعين الحمل الأقصى بطريقة شين المعدلة.

تقدير الحمل الحرج *Critical load* (الطريقة الفرنسية):

الحمل الحرج هو الحمل الذى يبدأ عنده هبوط الزحف "creep" - وهو هبوط الخازوق تحت حمل ثابت - فى تغيير معدلة وزيادة هذا المعدل. لتحديد هذا الحمل يلزم إدخال تعديل فى طريقة التحميل لتجربة تحميل الخازوق بحيث يثبت زمن كل مرحلة من مراحل التحميل فيكون لمدة ساعة يلزم فى أثنائها أخذ قراءات متعددة للهبوط يحدد الحمل الحرج عن طريق رسم مجموعة من الخطوط تمثل معدل هبوط الخازوق أثناء كل مرحلة من مراحل التحميل [شكل رقم (١٢-٣٣)] (هبوط الخازوق - لو غاريتم الزمن بالدقيقة) ثم تقاس زوايا ميل هذه الخطوط وترسم علاقة بين زاوية الميل المقاسة لكل حمل وقيمة الحمل المناظرة [شكل رقم (١٢-٣٤)]. بصفة عامة تمثل هذه العلاقة بخطين مستقيمين يتقاطعان عند حمل يساوى الحمل الحرج Q_c .

٤-٥ تحديد الحمل المسموح به للخازوق من نتائج تجارب التحميل:

أ - يجب أن تتوافر الشروط الثلاثة التالية معاً فى الحمل التصميمى المسموح به للخازوق :

- ١ - ألا يقل الحمل الأقصى عن ضعف الحمل التصميمى المسموح به (نتيجة الأحمال الحية والميتة والرياح) وعلى ألا يقل عن مرة ونصف الحمل التصميمى المسموح به فى حالة أخذ تأثير الزلازل فى الحساب.
- ٢ - ألا يزيد الهبوط بعد ١٢ ساعة من وضع مرة ونصف الحمل التصميمى المسموح به (سواء كان إجراء تجربة التحميل حتى مرة ونصف حمل التشغيل أو أكثر من ذلك) عن ٢% من قطر الخازوق مضافاً إليه الهبوط المرن.

$$S_{all} = 0.02 d + 0.5 PL/AE \quad \dots\dots\dots (12-20)$$

حيث d قطر الخازوق ، P حمل التجربة ، L طول الخازوق ،
 A مساحة مقطع الخازوق ، E معامل المرونة لمادة الخازوق.

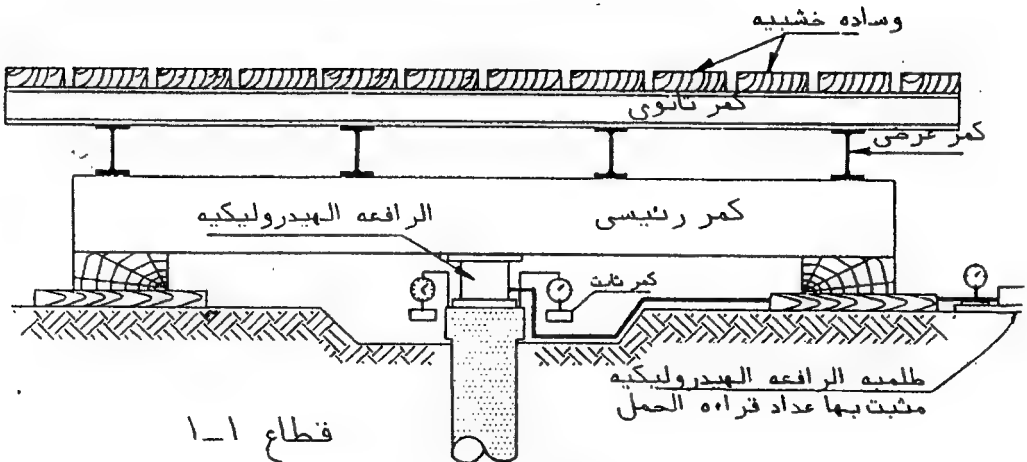
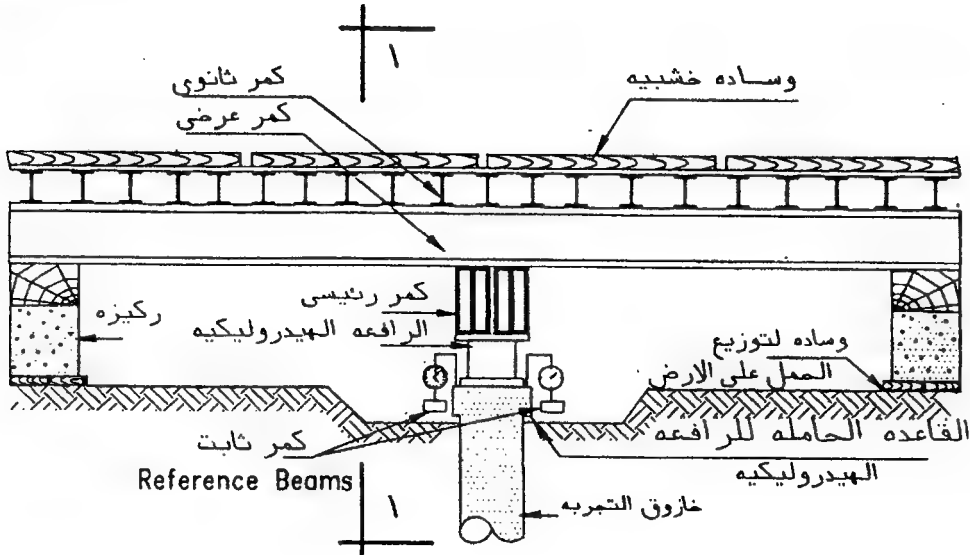
- ٣ - ألا يزيد الهبوط عند حمل يساوى ١,٢٥ مرة الحمل التصميمى المسموح به عن مرة ونصف الهبوط عند الحمل التصميمى المسموح به.

$$\frac{S \text{ at } 1.25 P_{all}}{S \text{ at } P_{all}} \leq 1.5 \quad \dots\dots\dots (12-21)$$

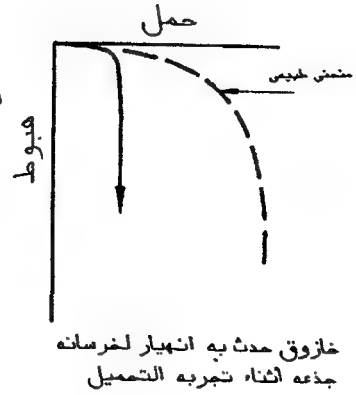
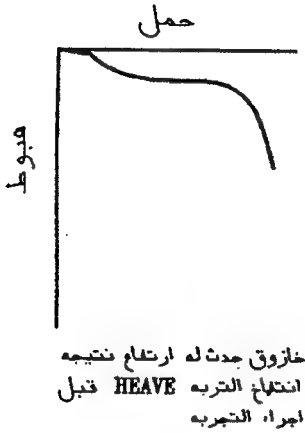
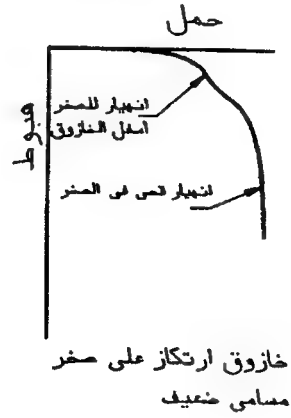
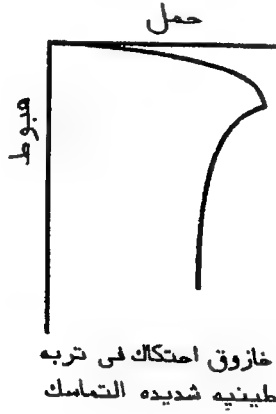
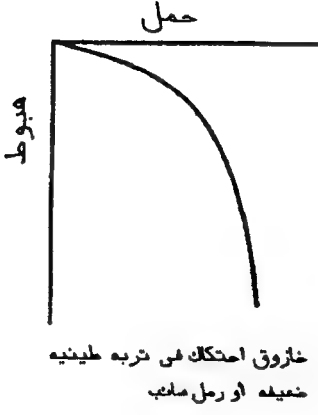
حيث P_{all} الحمل التصميمي المسموح به للخازوق.

ب - يمكن أيضاً تحديد الحمل المسموح به للخازوق من الحمل الحرج Q_c في حالة إجراء التجربة بالمواصفات اللازمة لذلك. في هذه الحالة يكون الحمل المسموح به لا يتعدى الحمل الحرج مقسوماً على ١,٤.

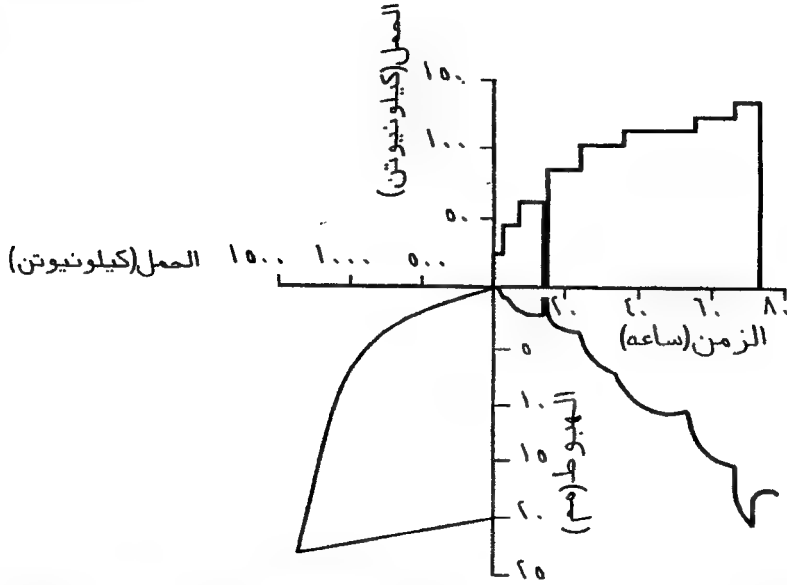
$$Q_{all} = \frac{Q_c}{1.4} \quad \dots\dots\dots (12-22)$$



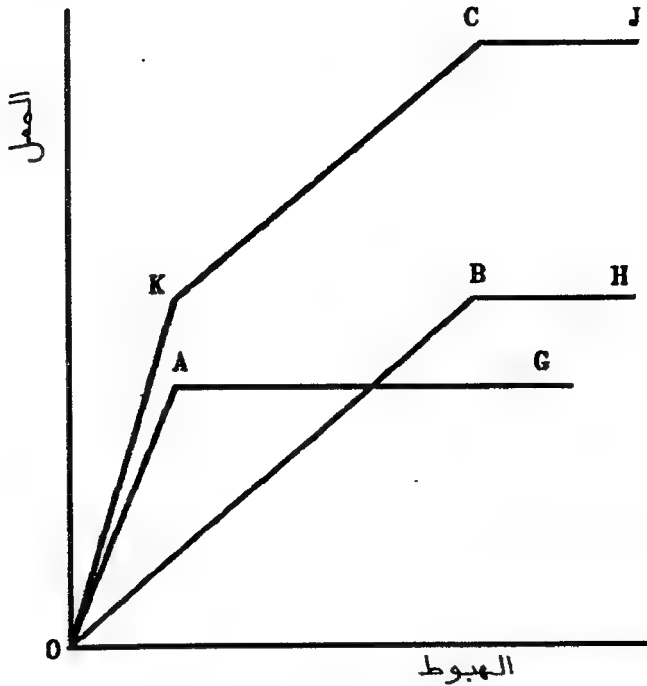
شكل رقم (١٢-٢٧) تجربة اختبار حمل رأسى ضاغط على خازوق مفرد



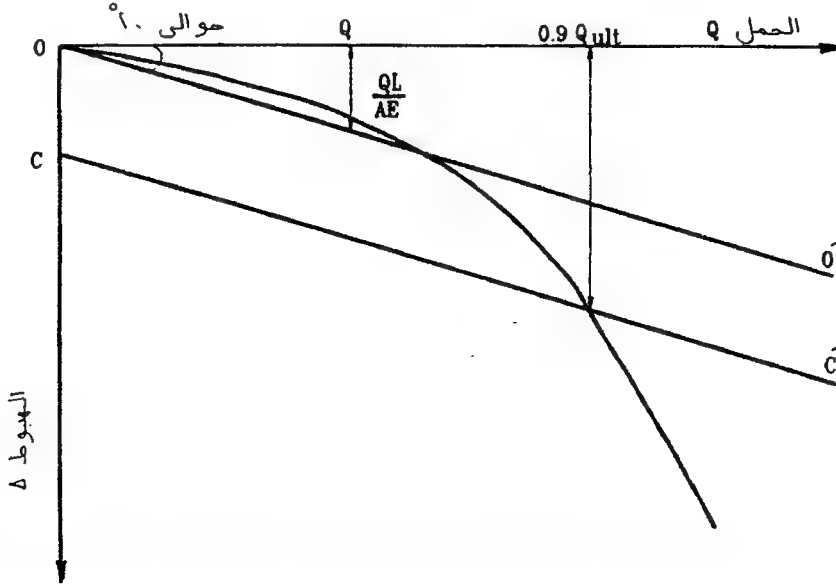
شكل رقم (١٢-٢٨) نماذج لمنحنيات (الحمل/الهبوط) الناتجة عن اختبارات تحميل الخوازيق بالضغط



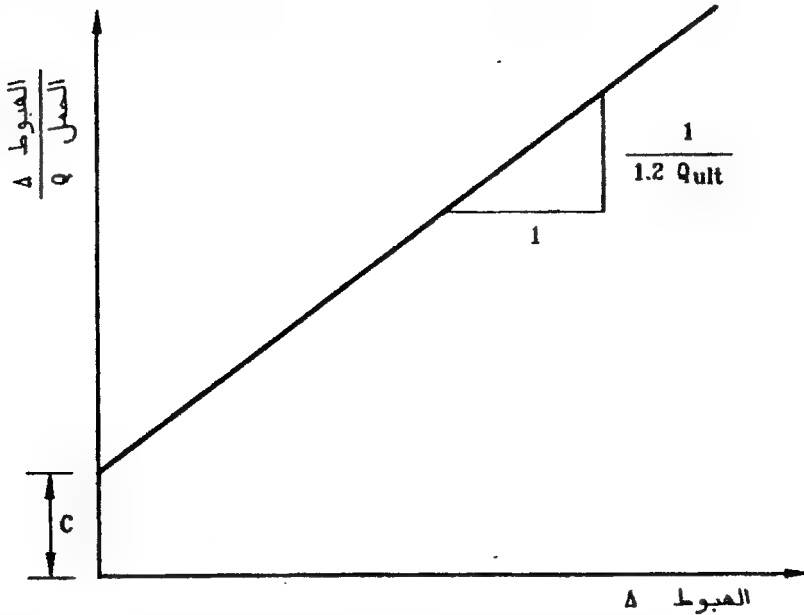
شكل رقم (١٢-٢٩) رسم مركب يوضح العلاقة بين الحمل والزمن والهبوط



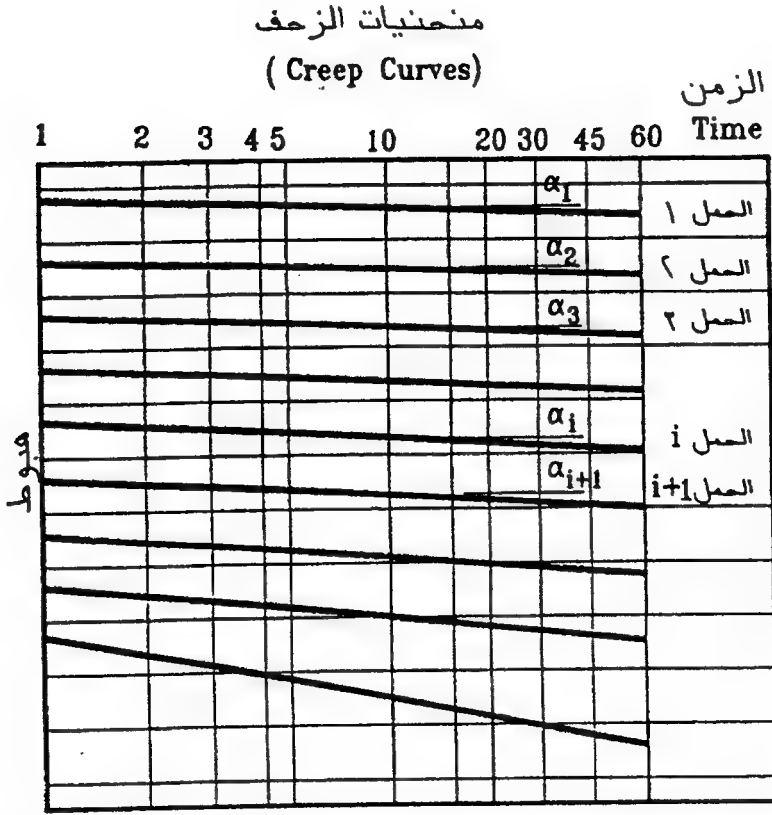
شكل رقم (١٢-٣٠) شكل يوضح العلاقة بين الهبوط وكل من : الحمل عند قاعدة ارتكاز الخازوق
O B H : الاحتكاك الجانبي على جذع الخازوق O A G : الحمل الكلي على الخازوق O K C J



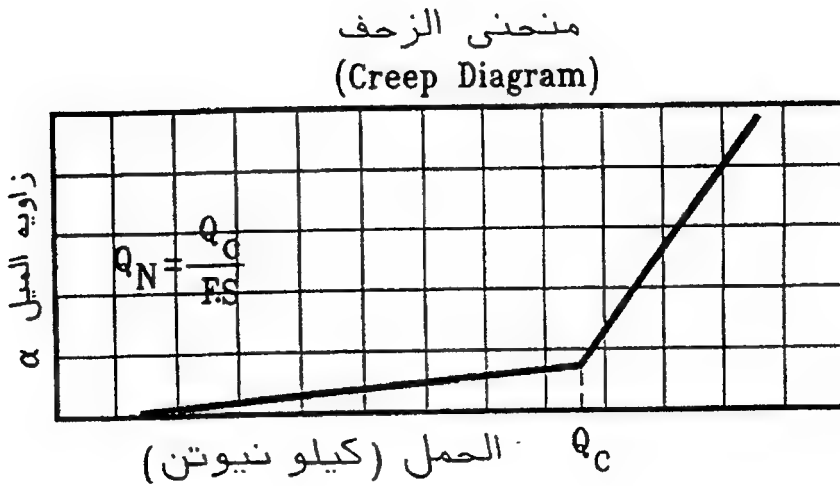
شكل رقم (٣١-١٢) تعيين الحمل الأقصى للخازوق بطريقة دافيسون المعدلة (Modified Davisson)



شكل رقم (٣٢-١٢) تعيين الحمل الأقصى للخازوق بطريقة تشين المعدلة (Modified Chin)



شكل رقم (١٢-٣٣) مجموعة منحنيات توضيحية تمثل معدل هبوط الخازوق أثناء مراحل التحميل



شكل رقم (١٢-٣٤) العلاقة بين زاوية الميل المقاسة لكل حمل وقيم الحمل المقابلة لها

١٣-٦ خطوات تصميم قاعدة أو أساس خازوقى:

12-6 Steps of Design of Pile Foundation:

المعطيات:

المعلوم هو قيمة حمل التشغيل الواقع والمنقول من العمود إلى القاعدة أو الأساس (P_{net}) وهى قيمة الحمل عند منسوب سطح الأرض المطلوب مقاومته عن طريق الأساسات الخازوقية.

والمطلوب:

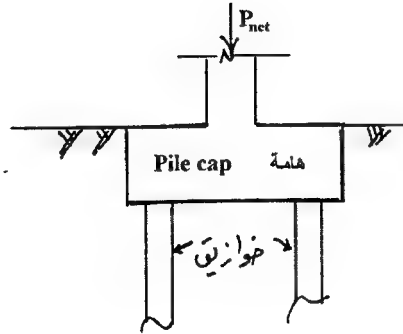
هو تصميم القاعدة الخازوقية التى تقاوم هذا الحمل (P_{net}).

الحل:

لنقل حمل العمود الصافى عند منسوب التأسيس (P_{net}) وذلك عن طريق استخدام مجموعة من الخوازيق عددها (n) وذلك من خلال قاعدة مسلحة تسمى هامة الخوازيق (pile cap) وكما هو مبين بالشكل (١٢-٣٥) وعليه فإن خطوات الحل هى :

١- يتم حساب وتقدير قيمة قدرة تحمل الخازوق المفرد الواحد (حمل التشغيل المسموح به للخازوق الواحد) وهى (Q_{all}) وذلك باستخدام إحدى الطرق السابق الإشارة إليها حسب نوع التربة ونوع مادة الخازوق وطريقة تنفيذه وهذه الطرق هى:

- المعادلات أو الصيغ الإستاتيكية.
- المعادلات أو الصيغ الديناميكية.
- اختبارات التحميل.



شكل (١٢-٣٥)

٢- يتم حساب وتقدير قيمة الحمل الأقصى الكلى الواقع عند قمة الخوازيق أسفل الهامة مباشرة وهو (P_{gross}) وهى قيمة أكبر من (P_{net}) ولتكن :

$$P_{gross} = 1.15 \times P_{net}$$

٣- يتم تحديد عدد الخوازيق المطلوبة (n)

$$n = \frac{P_{gross}}{Q_{all}}$$

ويقرب إلى عدد صحيح من الخوازيق.

٤- يتم تصميم القطاع الخرساني للخازوق كعمود قصير (أو قطاع خشبي أو حديدي حسب نوع الخازوق).

٥- يتم التحقق من كفاءة مجموعة الخوازيق ككل في مقاومة الحمل الكلي (P_{gross}).

٦- يتم التحقق من الهبوط المسموح به لمجموعة الخوازيق.

٧- يتم تصميم القاعدة أو الهامة المسلحة فوق الخوازيق واللازمة لنقل الحمل.

٧-١٢ قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق:

12-7 Bearing Capacity of Pile Group:

١٢-٧-١ مقدمة:

★ إن مجموعة الخوازيق في قاعدة ما تعتبر مجموعة مشتركة عندما تقل المسافات بين محاور الخوازيق عن سبعة أمثال القطر المتوسط للخوازيق وتعتبر كوحدات مستقلة (خوازيق منفردة) إذا زادت عن ذلك.

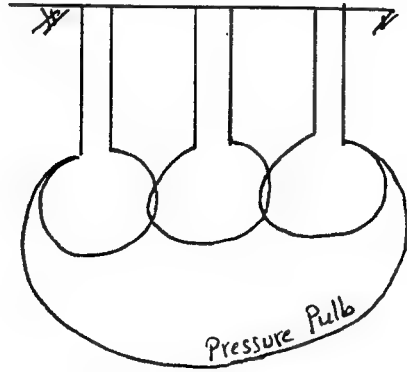
★ إن سلوك مجموعة من الخوازيق يختلف عن سلوك خازوق مفرد من نفس الطراز وفي نفس التربة وذلك نظراً لأن هذا السلوك لمجموعة الخوازيق يعتمد على عدة عوامل عديدة منها :

- مقاس مجموعة الخوازيق.
- أحمال الخوازيق التي تتضمنها هذه المجموعة.
- طبيعة تربة التأسيس وترتيب طبقاتها.
- المسافات البينية لخوازيق المجموعة.

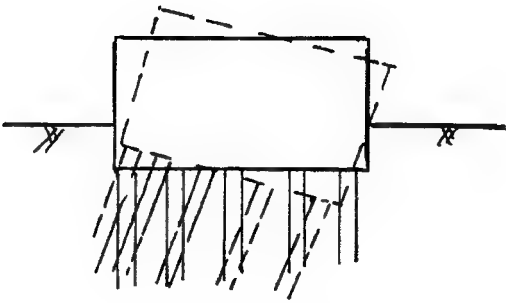
★ من المعلوم أن قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق (pile group) لا تساوى عادة حاصل جمع قدرات تحمل الخوازيق التي تتضمنها المجموعة باعتبارها وحدات مستقلة ويجب أخذ هذه الخاصية في الاعتبار عند التصميم.

١٢-٧-٢ كفاءة مجموعة من الخوازيق:

* يطلق على كفاءة مجموعة من الخوازيق (Ge) على النسبة بين قدرة تحمل مجموعة الخوازيق كوحدة واحدة إلى حاصل جمع قدرة تحمل خوازيق المجموعة منفردة كوحدات مستقلة لنفس الأطوال ونفس تكوين التربة وذلك نظراً لاختلاف الضغوط الواقعة على التربة لمجموعة الخوازيق عن تلك بكل خازوق على حدة وتداخلها كما هو موضح في بصلة الضغط كما هو مبين بالكروكي التالى شكل (١٢-٣٦).



شكل (١٢-٣٦)

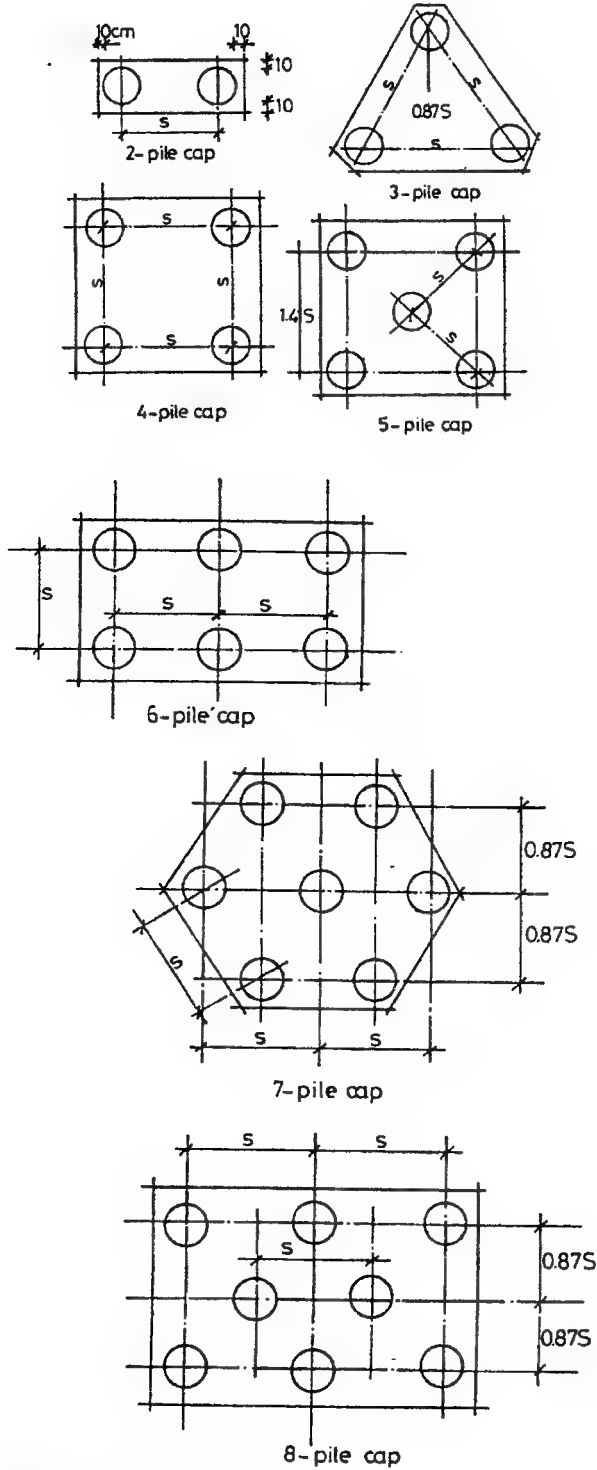


شكل (١٢-٣٧)

* كما يبين الشكل (١٢-٣٧) أن الهبوط الحادث والمصاحب لمجموعة خوازيق هو أكبر من نظيره للخازوق الواحد أو المفرد وذلك لأن المنطقة التى تتلقى وتتعرض لجهود مؤثرة تحت مجموعة من الخوازيق أكبر بكثير من تلك المناظرة لخازوق واحد وذلك لأن تكامل الجهود الناتجة عن كل خازوق من خوازيق المجموعة يرفع من قيمة الإجهادات المتولدة بالتربة ومن ثم تزيد من أبعاد المنطقة المجهدة تحت مجموعة الخوازيق.

١٢-٧-٣ المسافات البينية لخوازيق قاعدة مكونة من مجموعة خوازيق وكيفية ترتيب هذه الخوازيق بالقاعدة:

. لأى قاعدة مكونة من مجموعة خوازيق فإن كيفية ترتيب هذه الخوازيق يتوقف على عدد هذه الخوازيق (n) وكذلك على المسافات البينية بين هذه الخوازيق (S) ويبين الشكل (١٢-٣٨) أشكال مختلفة لكيفية ترتيب الخوازيق فى هامات ذات أشكال مختلفة وذلك لعدد يتراوح ما بين خازوقين إلى ثمانية خوازيق.



شكل (١٢-٣٨) أشكال مختلفة لترتيب الخوازيق

- إن اختيار المسافة البينية بين مجموعة من الخوازيق بغض النظر عن شكل الهامة وهي (S) يعتمد على عدة عوامل منها :
 - التكلفة الإجمالية للأساس.
 - طبيعة التربة بالموقع.
 - أسلوب تنفيذ الخوازيق بالتثقيب أو بالدق أو بالضغط أو بالبرم.
- يجب أن تكون المسافات البينية كافية لعدم حدوث إزاحة لتربة الموقع وأن هذه المسافات تسمح في نفس الوقت بتنفيذ خوازيق المجموعة إلى الطبقة الحاملة دون إضرار ببعضها البعض أو بأى منشأ مجاور.
- هذا وبصفة عامة لا يقل البعد بين مركزي أى خازوقين متجاورين عن الآتى حسب نوع الخازوق وطريقة مقاومته :
 - فى حالة خوازيق الارتكاز على الصخر [مرتين قطر الخازوق (2 ϕ)].
 - فى حالة خوازيق الارتكاز فى الأنواع الأخرى من التربة [مرتين ونصف قطر الخازوق].
 - فى حالة خوازيق الاحتكاك لأى نوع من التربة [3 مرات قطر الخازوق].
- هذا وعند استخدام خوازيق حلزونية (screw piles) فيبلغ البعد الأدنى بين محاور الخوازيق مرة ونصف القطر الخارجى للحلزون وأن المسافة بين الخازوق وحافة القاعدة (e_{min}) لجميع الحالات وأنواع الخوازيق تتراوح ما بين مرة ومرة ونصف قطر الخازوق ($1.5 \phi - 1$).
- هذا ويجب التنويه إلى أنه فى حالة استخدام خوازيق ذات نهايات متسعة (enlarged bases) فيجب أن يراعى اختيار أبعاد محاورها احتمال حدوث تأثير متبادل للجهود الواقعة على التربة كنتيجة لتقارب نهايات الخوازيق مع بعضها البعض.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه عندما تخترق مجموعة من خوازيق الاحتكاك طبقة عميقة منتظمة القوام لنقل حمل محدد فى نطاق مساحة محددة فإنه يوصى باستعمال عدد قليل من الخوازيق الطويلة لأن ذلك سوف يكون عادة أكثر فاعلية فى نقل الحمل حيث الهبوط فى هذه الحالة الأخيرة أقل منه فى الحالة الأولى.

١٢-٧-٤ قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق تركز على طبقة صخرية:

- إن قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق تركز أو تستند أو تنشأ على طبقة صخرية سليمة ذات سمك كبير تعادل وتوازي حاصل ضرب عدد الخوازيق بالمجموعة \times قدرة تحمل الخازوق المفرد باعتباره وحدة مستقلة.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه في حالة ميل سطح الطبقة الصخرية أو عند وجود شقوق أو طبقات ضعيفة مائلة داخل الصخر فإنه يجب مراعاة ومراجعة الأمان اللازم لهذه المجموعة من حدوث انهيار كلي لها (Block failure)، ويقيم ذلك من واقع ومن خلال الدراسات الجيولوجية والاستكشافية للموقع.

١٢-٧-٥ قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق تخترق تربة غير

متماسكة الحبيبات:

- بصفة عامة يمكن القول بأنه في حالة التكوينات الرملية أو الرملية الزلطية السائبة (Loose deposits) قد تزيد قدرة تحمل الخازوق في المجموعة عنه كخازوق مفرد نتيجة لتكثيف التربة عند لحظة البدء في دق الخوازيق، ولكن يتحتم عدم اعتبار هذه الظاهرة وإهمالها عند التصميم.
- هذا وفي حالة تأسيس مجموعة من الخوازيق داخل طبقة كثيفة من التربة الغير متماسكة الحبيبات ومحدودة السمك، يليها في العمق طبقة من تكوينات ضعيفة فإن قدرة تحمل مجموعة الخوازيق تؤخذ مساوية لأقل قيمة من القيمتين التاليتين في (أ) أو (ب).

أ) مجموع قدرات تحمل خوازيق المجموعة كوحدات مستقلة.

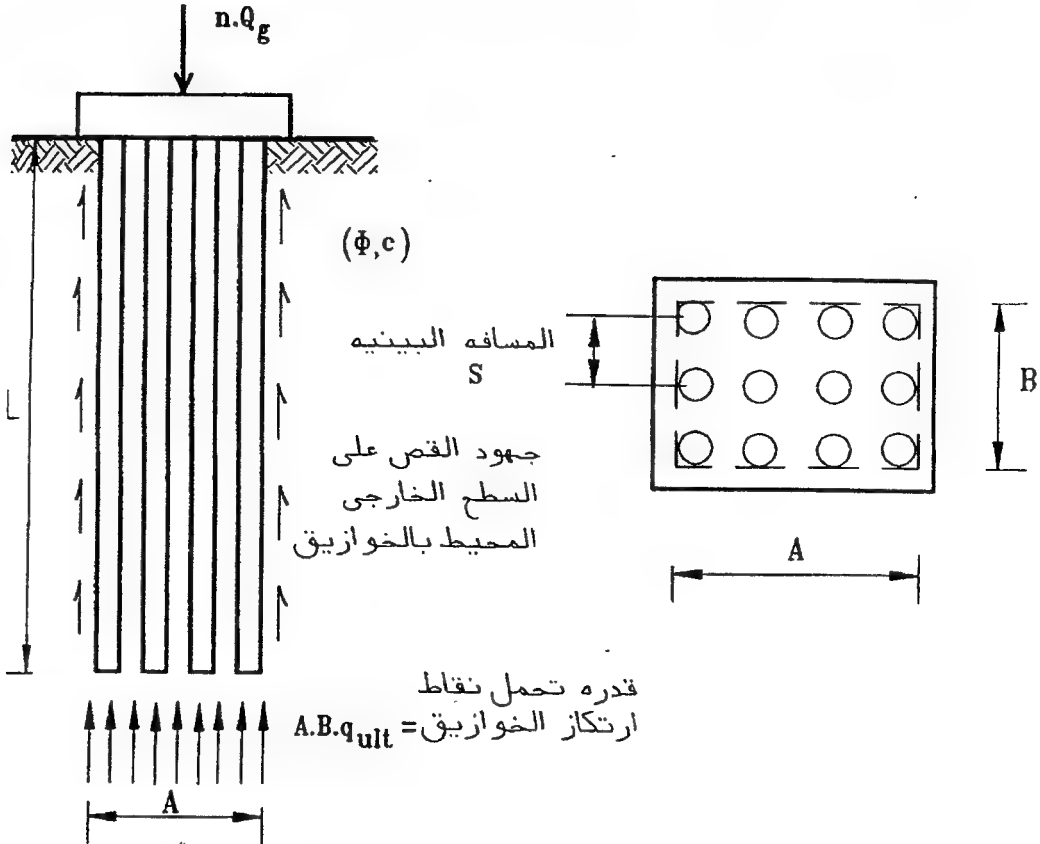
- ب) قدرة تحمل دعامة (Pier) مساحتها توازي مجموع مساحة مقطع خوازيق المجموعة والتربة الواقعة بينهما، ويقع منسوب تأسيسها مع منسوب الأطراف السفلية لخوازيق المجموعة آخذين في الاعتبار الهبوط المحتمل لمجموعة الخوازيق كما سوف يرد فيما بعد.

١٢-٧-٦ قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق تخترق تربة طينية:

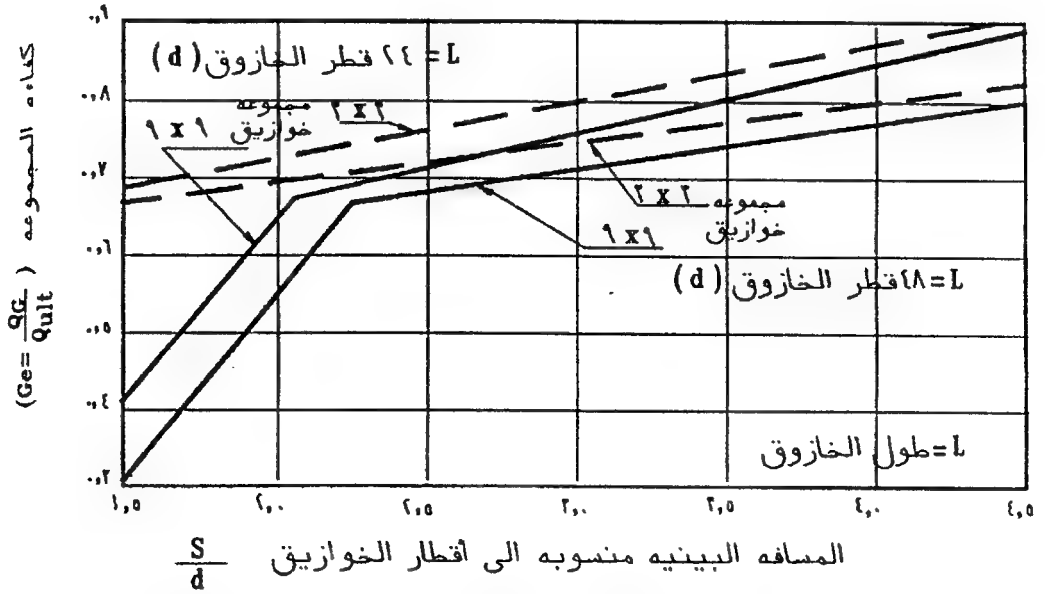
- بالإشارة إلى الشكل (١٢-٣٩) والذي يمثل مجموعة خوازيق عددها (n) تخترق تربة طينية ذات خواص (ϕ) ، (c) وبأطوال (L) والمسافة بينهما هي (S) فإن قدرة التحمل القصوى لمجموعة الخوازيق هذه (Q_{ultg}) يعادل :

$$Q_{ult\ g} = n \cdot Q_g = n G_e \cdot Q_{ult\ s} \quad \dots\dots\dots (12-23) *$$

حيث (n) : هو عدد الخوازيق في المجموعة
 (Q_g) : هو الحمل الأقصى الذى يتحمله الخازوق الواحد عندما يعمل داخل المجموعة
 (Q_{ult s}) : هو قدرة تحمل الخازوق المفرد فى التربة الطينية والذى يتم حسابه طبقاً لما ورد سابقاً فى البند (١٢-٥-١٠)
 (G_e) : كفاءة المجموعة = $\frac{Q_g}{Q_{ult\ s}}$ وهو معامل أقل من الواحد الصحيح وهو يتوقف على حجم مجموعة الخوازيق وطول الخازوق (L) والنسبة $(\frac{S}{d})$ [نسبة المسافة البينية بين الخوازيق (S) إلى قطر الخازوق (d)] وطبقاً للشكل (١٢-٤٠)



شكل (١٢-٣٩) قدرة تحمل مجموعة الخوازيق بالتربة الطينية



شكل (١٢-٤٠) كفاءة مجموعة الخوازيق (G_e) في التربة الطينية

١٢-٧-٧ قدرة تحمل مجموعة خوازيق معرضة إلى أحمال الشد:

أ) حالة التربة غير متماسكة الحبيبات (*Cohesionless Soil*):

إن قيمة حمل الشد المسموح به (قدرة التحمل التشغيلية) لمجموعة خوازيق معرضة إلى أحمال شد في تربة غير متماسكة الحبيبات يؤخذ مساوياً لأقل قيمة من القيمتين التاليتين (١) أو (٢) :

(١) مجموع جهود الاحتكاك على جزوع خوازيق المجموعة مع عدم تخفيض قيمتها في حالة الخوازيق المسلوكة ومع أخذ معامل أمان يساوى ثلاثة.

(٢) الوزن الفعال (*effective weight*) لكتلة التربة الواقع داخلها خوازيق المجموعة مع إضافة وزن منشور دائري يمتد من أسفل نهايات الخوازيق إلى سطح التربة ويميل ٤ (رأسى) : ١ (أفقى)،

مع اعتبار الوزن الذاتى للخوازيق مساوياً لكتلة التربة المكافئة لحجمها ومع اعتبار معامل أمان قدره واحد.

ب (حالة التربة الطينية:

فى هذه الحالة يؤخذ الحمل المسموح به لمجموعة الخوازيق المعرضة إلى شد مساوياً لأقل قيمة من القيمتين التاليتين :

(١) مجموع جهود الالتصاق على جزوع خوازيق المجموعة مقسوماً على معامل أمان يساوى (٢).

(٢) القيمة المحسوبة طبقاً للمعادلة التالية :

$$T_{all} = \frac{2 L (B + A) C}{F \cdot S} + W_p \quad \dots\dots (12-24) *$$

حيث (A) : طول المسقط الأفقى لمجموعة الخوازيق كما هو مبين بالشكل (١٢-٤٠)

، (B) : عرض المسقط الأفقى لمجموعة الخوازيق كما هو مبين بالشكل (١٢-٤٠)

، (L) : عمق كتلة التربة المبينة أسفل هامة الخوازيق

، (C) : القيمة المتوسطة لتماسك التربة الواقعة حول الخوازيق مقدرة من

تجربة القص تحت نسبة مياه ثابتة (Undrained strength)

، (W_p) : وزن الخوازيق + الهامة (pile cap) + وزن كتلة التربة المحصورة بين خوازيق المجموعة

، (F.S) : معامل الأمان ويساوى (2) فى حالة الأحمال التى تؤثر لحظياً ويساوى ثلاثة فى حالة الأحمال التى تؤثر لفترات طويلة.

٨-١٣ المتانة الإنشائية للخوازيق:

مقدمة:

★ كأي عنصر إنشائي يجب أن يكون متيناً بحيث يتوفر في الخازوق الاشتراطات التالية حتى يصبح آمناً :

- يجب أن يكون قادراً على تحمل الإجهادات التي سوف يتعرض لها بأمان تام سواء أثناء مرحلة الإنشاء أو عند التشغيل.
- يجب أن يكون الخازوق قادراً على نقل الأحمال إلى التربة مع توفر معامل أمان كافى ضد انهيارها.
- يجب أن يكون هبوط الخوازيق في الحدود المسموح بها دون حدوث أضرار للمنشأ.

★ وسوف نتعرض هنا إلى ظاهرتين من الظواهر التي تتعرض لها الخوازيق والتي يجب العناية بدراستها لأمان ومتانة الخوازيق وهما :

- أ (الإجهادات التي تتولد في الخوازيق أثناء إنشائها (إجهادات ما قبل تشغيل الخازوق).
- ب (الاستقرار الجانبي وانبعاج الخوازيق.

أ (إجهادات ما قبل تشغيل الخازوق:

- يجب ضرورة العناية بدراسة الإجهادات التي تتولد في الخوازيق أثناء إنشائها لأنها قد تتحكم في تصميم بعض أنواع الخوازيق ولا سيما الخوازيق الخرسانية سابقة الصب التي يجب أن يحدد لها مواضع النقاط التي تحمل منها أثناء نقلها من مكان لآخر.
- كما يجب التأكد والتحقق من تحمل الخوازيق لإجهادات الدق باعتبار أن الدق يولد إجهادات تنقل بطول الخازوق وتتزايد عند أعلى وأسفل الخازوق، هذا ويجب التنويه إلى أن إجهادات الضغط المتولدة في أسفل الخازوق عالية في حالات الدق الشديد. إلا أنه من الممكن تولد شد في أسفل الخازوق أثناء دقه إذا كانت مقاومة التربة منخفضة أو إذا حدث

إرتداد للمطرقة (في حالة استعمال مطرقة خفيفة مع وسادة جاسنة) الأمر الذى يستلزم ضرورة اختيار المطرقة المناسبة والوسادة الملائمة ومسافة سقوط المطرقة المضبوطة.

• ومما هو جدير بالذكر إلى أنه فى حالة عدم حساب إجهادات الدق فى الخوازيق الخرسانية سابقة الصب فتستعمل كانات على مسافات حوالى ٥ سم لتسليح مسافة تبلغ ثلاثة أمثال قطر الخازوق من أعلاه ومثلها فى أسفله بحيث يبلغ حجم الكانات ٠,٦ % من حجم الجزء المسلح، أما بالنسبة لباقي طول الخازوق نستعمل كانات بحجم ٠,٢٥ % من حجم هذا الجزء وعلى مسافات لا تزيد عن قطر الخازوق ولا عن ٢٠ سم ولا عن ١٥ مرة قطر حديد التسليح الطولى فى الخازوق.

ب) الاستقرار الجانبي وانبعاج الخازوق:

• بصفة عامة لا تتعرض الخوازيق العادية المقاسات والموجودة بأكملها أسفل التربة للانبعاج إلا أنه يجب أخذ الانبعاج فى الاعتبار فقط فى الحالات التالية :

- حالة التربة الشديدة اللينة (التي نقل قوتها فى الضغط غير المحاط عن ٠,٢٥ كجم/سم^٢).

- حالة الخوازيق النحيفة والطويلة خصوصاً إذا امتدت لمسافات كبيرة فوق مستوى سطح الأرض (تصميم الخازوق كعمود).

• لحساب حمل الانبعاج بمعادلة "Euler" المعروفة فإن الطول الفعال (effective length) الذى يؤخذ فى الحساب يتوقف على كل من قيمة الحمل الأفقى المؤثر إن وجد، وعلى نوع التربة وعلى جساءة كل من المبنى والخوازيق. هذا ومن الممكن اعتبار أن الخازوق مثبت عند نقطة تبعد عن سطح الأرض بمسافة قدرها (I_f) حيث قيمة (I_f) كالاتى :

$$i - I_f = 1.44 \sqrt{\frac{EI}{K_h \cdot B}} \quad \dots\dots\dots (12-25) *$$

وذلك فى حالة التربة التى يثبت فيها قيمة معامل رد فعل التربة الأفقى (K_h) مع العمق مثل التربة الطينية سابقة التدعيم (Heavily Over Consolidated) والتى يتراوح قيمة المعامل ($K_h \cdot B$) لها ما بين ٣٥ ، ٧٠ مرة قيمة مقاومة القص غير المصرفة فى حالة عدم السماح بتسرب المياه من العينات.

$$ii - I_f = 1.8 \sqrt[5]{\frac{EI}{n}} \quad \dots\dots\dots (12-26) *$$

وذلك فى حالة التربة التى يتزايد فيها معامل رد فعل التربة الأفقى مع العمق تحت سطح الأرض حسب العلاقة

$$K_n = \frac{n \cdot Z}{d} \quad \dots\dots\dots (12-27) *$$

حيث (E) : هو معامل المرونة لمادة الخازوق

(I) : العزم الإستاتيكي الثانى لمساحة مقطع الخازوق (عزم القصور الذاتى للمقطع)

(d) : هو عرض (أو قطر) الخازوق

(Z) : هو بُعد النقطة التى يحسب عندها رد فعل التربة منسوباً لسطح الأرض.

(n) : معامل يتوقف على نوع التربة حيث يمكن فرض قيمة (n) كالاتى :

للتربة الطينية أو الطميية:

١,٠٠	٠,٥٠	٠,٢٥	الضغط الغير محاط (كجم/سم ^٢)
٠,٣٧	٠,١٦	٠,٠٦٠	المعامل (n) (كجم/سم ^٢)

للتربة الرملية:

١٠٠	٨٥	٦٥	٣٥	الكثافة النسبية (%)
٢,٢٢	١,٨٠	١,٢٣	٠,٤٣	المعامل (n) كجم/سم ^٢
ملحوظة: أن غمر التربة الرملية يقلل قيمة (n) بعاليه إلى النصف				

٩-١٢ مقاومة الخوازيق المحملة بأحمال جانبية أو عرضية:

12-9 Bearing Capacity of Piles Subjected to Lateral Loads:

١٢-٩-١ مقدمة:

★ إن أساسات الخوازيق يمكن أن تتعرض لأى نوع من الأحمال التالية سواء منفردة أو مجتمعة وهى :

- ١- أحمال رأسية فقط.
 - ٢- أحمال أفقية أو عرضية أو جانبية فقط.
 - ٣- أحمال مائلة وهى تمثل وتجمع ما بين الأحمال الأفقية والرأسية.
- ★ إن الأحمال الأفقية أو العرضية أو الجانبية تنتج نتيجة لتأثير العوامل والأحمال الناتجة عن :

- أ (قوى الضغوط الترابية على المنشأ.
- ب (الرياح أو قوى الزلازل على المنشآت.
- جـ (صدمات السفن أو فرملة القطارات أو السيارات على الكبارى أو لغير ذلك من الأسباب المحتملة.

★ إن مقاومة الخوازيق الرأسية للأحمال الجانبية بصفة عامة محدودة القيمة، فمثلاً إذا زادت القوة الأفقية عند مستوى سطح الأرض على خازوق خرسانى رأسى بقطر حوالى ٤٥ سم عن (٢,٠٠) طن فى التربة الطينية متوسطة القوام أو عن (٣,٠٠) طن فى التربة الرملية متوسطة الكثافة فإنه يلزم فى هذه الحالة إما استخدام خوازيق مائلة أو التحقق والتأكد من أن الخوازيق الرأسية يمكنها تحمل ومقاومة الحمل الأفقى المؤثر.

١٢-٩-٢ كيفية تصميم الخوازيق الرأسية المعرضة لأحمال جانبية أو أفقية:

★ لتصميم الخوازيق الرأسية لمقاومة الأحمال الجانبية أو الأفقية يلزم تحقيق

ثلاثة شروط هى :

- أ (وجود معامل أمان كافى ضد الانهيار فى جسم الخازوق نفسه.
- ب (وجود معامل أمان كافى ضد انهيار التربة الجانبية حول الخازوق.

(ج) أن يكون مقدار الإزاحات الأفقية للخازوق تحت الحمل الجانبي في الحدود المسموح بها.

★ هناك طريقتان لتصميم الخوازيق الرأسية المعرضة لأحمال جانبية هما :

- طريقة معامل رد فعل التربة (coefficient of subgrade reaction).

- الطريقة باعتبار أن التربة وسط مرن (Elastic media).

★ وسوف نتعرض هنا إلى الطريقة باستخدام معامل رد فعل التربة.

١٢-٩-٣ تعريف معامل رد فعل التربة (معامل التربة):

★ يطلق على هذا المعامل أحياناً بمعامل التربة (Soil modulus) وهو عبارة عن

معامل يعبر عن مدى مقاومة التربة للتشكل العرضي (Lateral deformation) حيث

بالإشارة إلى الشكل (١٢-٤٤) حيث خازوق رأسى معرض إلى حمل جانبي قدره (Ho)

عند منسوب سطح الأرض وأن مقاومة التربة الجانبية للخازوق يعبر عنها بمجموعة

يايات، كما يبين الشكل وضع وإزاحة الخازوق جانبياً نتيجة للقوة الأفقية الجانبية (Ho)

وعليه فإن معامل التربة (معامل رد فعل التربة) عند أى نقطة على بُعد (x) من سطح

الأرض على الخازوق يمكن تعريفها كالتى :

$$k_h = \frac{w}{y} \quad \dots\dots\dots (12-28) \quad *$$

حيث (y) : هو التشكل أو الانحناء العرضي للخازوق عند النقطة (x)

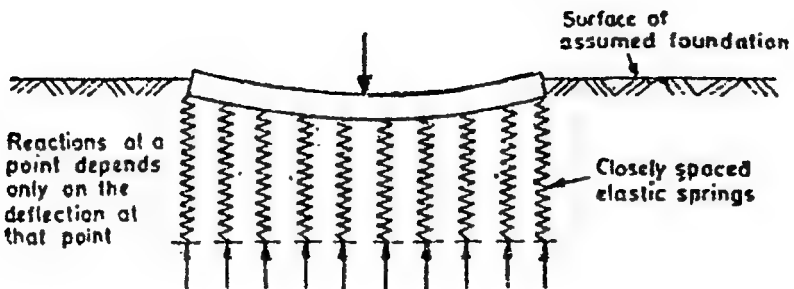
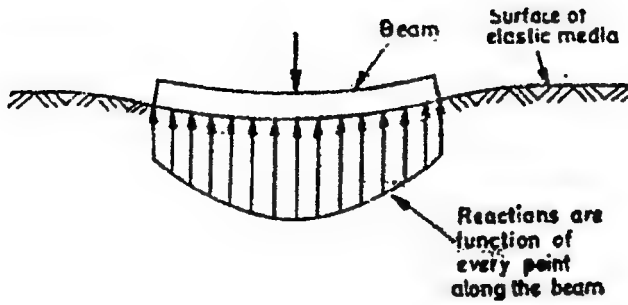
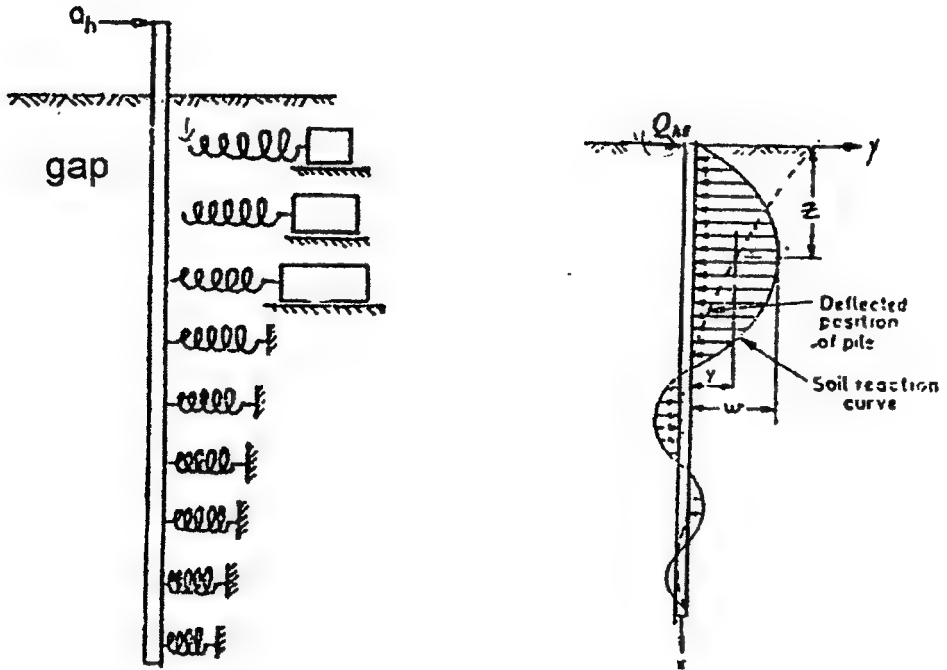
، (w) : هو مقاومة التربة عند هذه النقطة لهذا التشكل معبراً عنها بالقوة

على وحدة الأطوال للخازوق.

★ ومما هو جدير بالذكر فإن هذه المعادلة السابقة تعتمد على فرض ونكلر

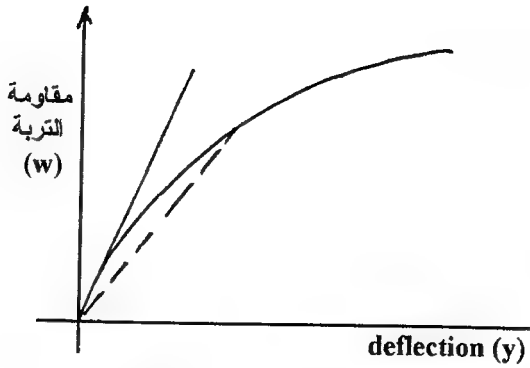
(Winkler's Assump.) - شكل (١٢-٤١).

DEEP FOUNDATION

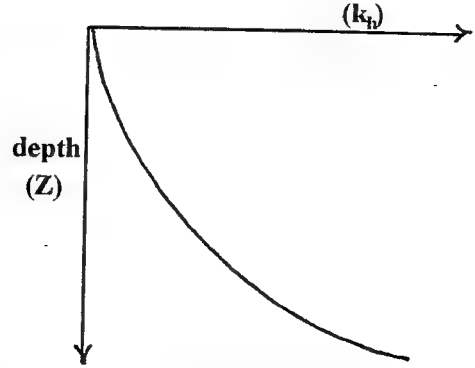


شكل (١٢-٤١)

* كما يبين الشكل (١٢-٤٢) الشكل النمطي للعلاقة بين (w) ، (y) عند أى نقطة على عمق (Z) على طول الجزء المدفون لخازوق مفرد محمل عرضياً بحمل أفقى.



تغيير مقاومة التربة (w) مع التشكل العرضى (y)



تغيير معامل رد فعل التربة (k_h) مع العمق (Z)

شكل (١٢-٤٢)

شكل (١٢-٤٣)

* كما يبين الشكل (١٢-٤٣) مدى تغيير قيمة معامل رد فعل التربة (k_h) مع العمق (Z) .

١٢-٩-٤ طريقة تصميم الخوازيق الرأسية المحملة بأحمال جانبية باستخدام طريقة معامل رد فعل التربة الأفقى للتربة (k_h) :

١- يتم حساب قيمة معامل رد فعل التربة الأفقى (k_h) أو (n) طبقاً لنوع التربة على النحور المبين سابقاً.

٢- يتم حساب قيمة الجساءة النسبية "الخازوق / التربة" بدلالة ما يسمى بالطول المرن وذلك من المعادلتين التاليتين :

أ (الطول المرن فى حالة ثبوت قيمة معامل رد فعل التربة (k_h) مع العمق هى :

$$\ell_o = 4 \sqrt{\frac{4EI}{k_h \cdot d}}$$

(12-29) *

ب) الطول المرن في حالة تغيير قيمة معامل رد فعل التربة (k_h) مع العمق على النحو التالي :

$$k_h = \frac{n \cdot Z}{d} \quad (12-30) \quad *$$

فإن قيمة الطول المرن هي :

$$t = 5 \sqrt{\frac{E I}{n}} \quad (12-31) \quad *$$

حيث (E) : هي معامل مرونة مادة الخازوق

، (d) : هو قطر الخازوق

، (I) : عزم القصور الذاتي لقطاع الخازوق

، (n) : يتم حسابها طبقاً لما جاء بالبند السابق حسب نوع التربة

٣- يتم اعتبار الخازوق عالي الجساءة إذا تحقق أحد الشرطين التاليين :

$$\frac{\ell}{\ell_0} \leq 1.0 \quad \text{أو} \quad \frac{\ell}{t} < 2$$

ويعتبر الخازوق عالي المرونة إذا تحقق أحد الشرطين التاليين :

$$\frac{\ell}{\ell_0} \geq 3 \quad \text{أو} \quad \frac{\ell}{t} > 4.0$$

٤- في حالة الخوازيق عالية المرونة يمكن حساب قيم الإزاحات القصوى وعزم

الانحناء المتوقعة بالخازوق طبقاً لما هو وارد في الجدولين التاليين جدول

(١٢-١٤) ، جدول (١٢-١٥) :

أولاً : في حالة الخوازيق المثبتة الرأس - جدول (١٢-١٤)

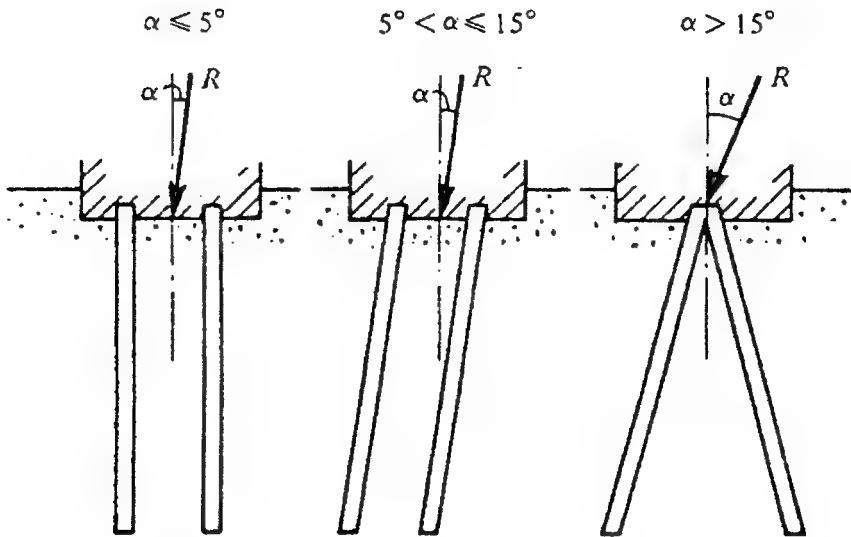
معامل رد فعل التربة (k_h) متغير مع العمق $k_h = n Z / d$	معامل رد فعل التربة (k_h) ثابت مع العمق	الدالة
$\frac{0.88 H t^3}{E I}$	$\frac{H}{\ell_0 \cdot k_h \cdot d}$	الإزاحة القصوى (δ_{\max})
$0.85 H t$	$\frac{-H \ell_0}{2}$	عزم الانحناء الأقصى (M_{\max})

ثانياً : فى حالة الخوازيق حرة الرأس - جدول (١٢-١٥)

الدالة	(k_h) ثابت مع العمق	(k_h) متغير مع العمق $k_h = n Z / d$
الإزاحة القصوى (δ_{max})	$\frac{2H}{\ell_o k_h d} + \frac{2M_o}{\ell_o^2 k_h d}$	$2.4 \frac{H t^3}{EI} + \frac{1.55 M_o t^2}{EI}$
عزم الانحناء الأقصى (M_{max})	$0.32 H \ell_o + 0.64 M_o$ أو (M_o) أيهما أكبر	$0.77 (H t + M_o)$ أو (M_o) أيهما أكبر
<p>حيث (H) : هى قيمة القوى الجانبية المؤثرة على الخازوق (M_o) : هو قيمة العزم المركز على رأس الخازوق (d) : هو قيمة عرض أو قطر الخازوق</p>		

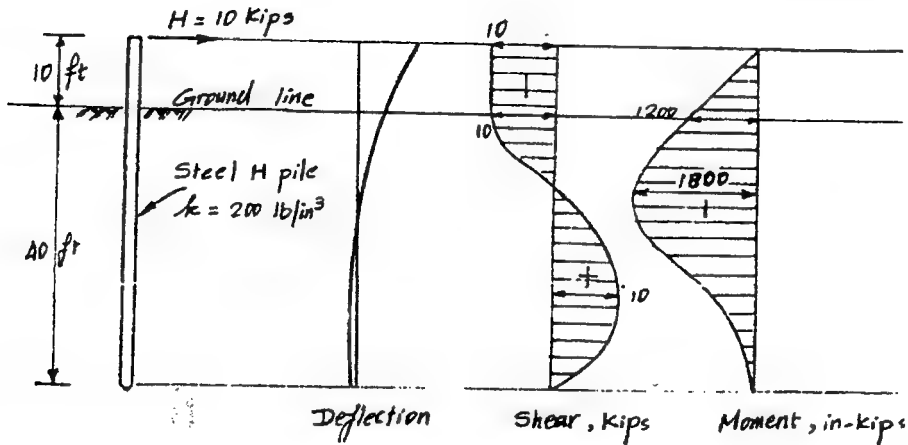
١٢-٩-٥ ملحوظات هامة على الخوازيق المحملة جانبياً:

- الخوازيق أعضاء إنشائية نحيفة فلا يجوز تعريضها لأحمال جانبية عالية.
- إن استعمال خوازيق مائلة (Batter Piles) لمقاومة الأحمال الجانبية يكون أكثر اقتصاداً من تعريض رأسية لتلك الأحمال وقد تم وضع بعض التوصيات لاستخدام الخوازيق مع الأحمال المائلة كما يلى (شكل ١٢-٤٤).



شكل (١٢-٤٤) نقل الحمل الجانبى للتربة بواسطة الخوازيق

- فى حالة نقص (α) عن خمس درجات يكون استخدام الخوازيق الرأسية ممكناً.
- فى حالة زيادة أو مساواة (α) عن خمسة درجات ونقصها عن (١٥) درجة تستخدم خوازيق مائلة (Battered).
- فى حالة زيادة أو مساواة (α) عن خمسة عشرة درجة تستخدم خوازيق مائلة فى اتجاهين بنفس الميل والتي يطلق عليها (A-Farm).
- ٣- لا يصح استخدام نظريات ضغط التربة الكلاسيكية لحساب الضغوط الجانبية المتولدة على سطح الخازوق المعرض لحمل جانبي لسببين : الأول هو أن تلك النظريات تفترض تكون الضغط الإيجابى (active pressure) أو الضغط السلبى (Passive pressure) وذلك لا يحدث فى الخوازيق إلا عند لحظة الانهيار التام، والسبب الثانى هو أن حالة الخازوق فى التربة هى منازرة لتكون ضغوط جانبية عليه على المحاور الثلاثة (Three dimensional state of stress) بينما النظريات الكلاسيكية تطبق فقط لحالة الضغوط الجانبية على مستوى (Two dimensional).
- ٤- إن الحلول المعتمدة على معامل رد فعل التربة تعتبر تقريبية هى الأخرى لأنها (شأن الكميرات المرتكزة على أساس مرن) حيث أنها تعتمد على أن رد فعل التربة الجانبى يعتمد على حركة الخازوق جانبياً. وبالرغم أنه من الممكن استخدام معاملات للتربة تعتمد على العمق إلا أنه من غير الممكن أخذ تأثير التربة الطباقية (stratified soil) أو الزمن أو شدة التحميل فى طريقة معاملات التربة. وبالرغم من تلك التحفظات على طريقة معامل التربة إلا أن النتائج المستخرجة بتلك الطريقة للخوازيق القصيرة نسبياً (Rigid piles) تعتبر موثوق بها. ويعطى الشكل (١٢-٤٥) الانحراف الجانبى (Lateral deflection) وقوى القص وعزوم الانحناء لخازوق كابولى (Cantilever pile) معرض لقوة أفقية عند الطرف الحر $H = 10 \text{ Kips}$.



شكل (١٢-٤٥) القوى الداخلية والتشكل الحادث في خازوق كابولي معرض إلى قوة أفقية (H)

٥- بناءً على النتائج التجريبية والنظرية والخبرة الحقلية فقد تم وضع حلولاً في صورة منحنيات وجدول لتصميم الخوازيق المعرضة لأحمال جانبية وكمثال ذلك فقد وضع ما كملتى (Mc Nulty) قيم الأحمال الأفقية المسموح بها عند تعريض الخوازيق الرأسية لها وذلك في الجدول التالي (١٢-١٦) لحالات نهايات للطرف العلوى للخازوق [مثبت (fixed) وحر (Free end)] وذلك لثلاثة أنواع من التربة هي الرمل المتوسط والناعم والطين المتوسط والذى يتبين من هذا الجدول أن الخازوق الخرسانى المسلح ذو القطر ٤٠ سم يمكن أن تقاوم حملاً أفقياً يزيد قليلاً عن ٣,٠٠ طن في التربة الرملية المتوسطة وحوالى ٢,٢٥ طن في التربة الطينية.

جدول (١٢-١٦) قدرة تحمل الخوازيق الرأسية للأحمال الأفقية (ما كملتى)

نوع الخازوق	القوة الأفقية المسموح بها للخازوق الرأسى (طن)			
	طين متوسط	رمل ناعم	رمل متوسط	قطر الخازوق (سم)
خازوق خشب حر النهاية	٠,٦٨	٠,٦٨	٠,٦٨	٣٠
خازوق خشب مثبت النهاية	١,٨١	٢,٠٤	٢,٢٧	٣٠
خازوق خرساتى حر النهاية	٢,٢٧	٢,٥٠	٣,١٧	٤٠
خازوق خرساتى مثبت النهاية	٢,٢٧	٢,٥٠	٣,١٧	٤٠

١٠-١٣ تقدير قيمة أقصى حمل أفقى يتحمله خازوق رأسى مفرد:

- إن قيمة أقصى حمل أفقى يتحمله خازوق رأسى مفرد يتوقف على جساءة وطول هذا الخازوق وعلى نوع التربة المحيطة به ظروف حالة تثبيت رأس الخازوق.
- فى حالة الخازوق الرأسى القصير والجاسى والمثبت الرأس بين الشكل (١٢-٤٦) كيفية توزيع وأقصى قيمة للضغط الجانبى لنوعين من التربة هما التربة الرملية والطينية حيث أقصى حمل أفقى (H_{ult}) يمكن أن يتحمله الخازوق بدون انهيار للتربة يكون كما يلى :

- للتربة الرملية:

$$H_{ult} = 1.5 \gamma L^2 K_p \quad \dots\dots\dots * \quad (12-32)$$

- للتربة الطينية:

$$H_{ult} = 9 c_u d (L - 1.5 d) \quad \dots\dots\dots * \quad (12-33)$$

حيث (γ) : هو الوزن الفعال لوحدة الحجم من التربة كتلة التربة (طن/م^٣)

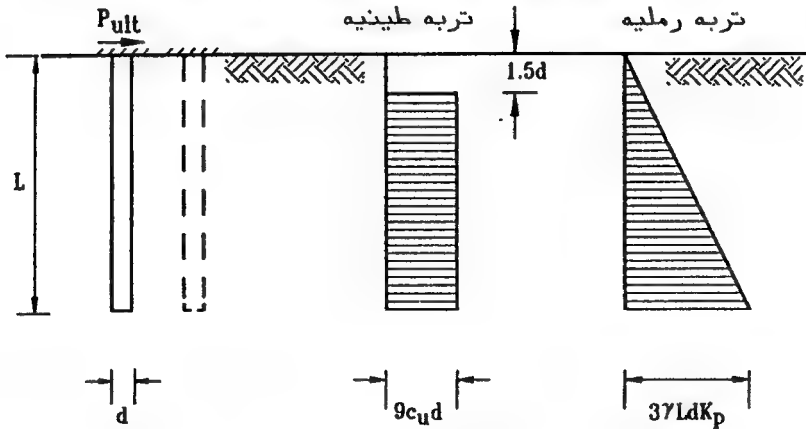
(L) : طول الخازوق بالمتر

(d) : قطر الخازوق بالمتر

(k_p) : هو معامل ضغط التربة الرملية المقاوم $k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$

(ϕ) : زاوية الاحتكاك الطبيعى الداخلى للرمال

(c_u) : قوة القص غير المصرفة للطين (undrained shear)

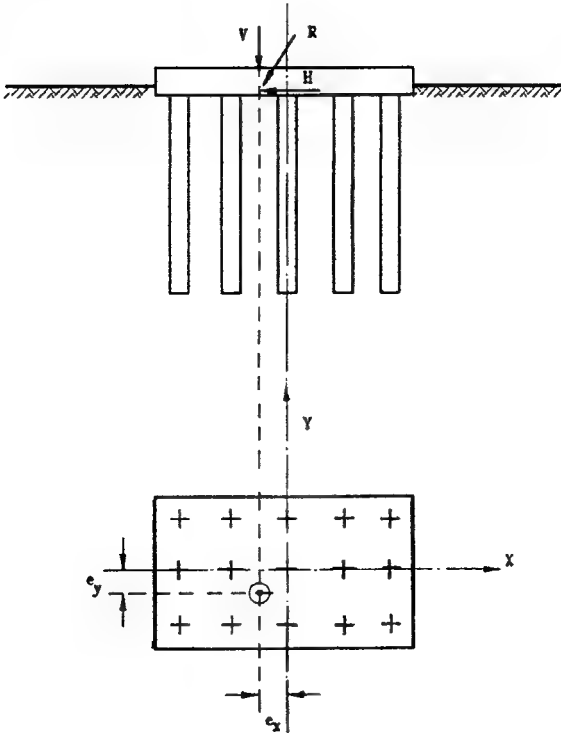


شكل (١٢-٤٦) أقصى ضغوط جانبية على خوازيق قصيرة مثبتة الرأس فى تربة رملية أو طينية

- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه في حالة الخوازيق الطويلة المثبتة الرأس فإن أقصى قوة أفقية يتحملها الخازوق تتوقف على عزم الانهيار (M_R) لقطاع الخازوق.

١١-١٢ تقدير قيمة الحمل الرأسى الواقع على خازوق ضمن مجموعة خوازيق معرضة إلى حمل مائل غير محورى (لا مركزى):

- يمكن تقدير قيمة الحمل الرأسى (P_{vi}) الواقع على خازوق (i) ضمن مجموعة خوازيق عددها (n) معرضة إلى حمل مائل قدره (R) يؤثر على أبعاد (e_x) ، (e_y) من مركز محصلة مجموعة خوازيق فى كل من الاتجاهين (x) ، (y) كما هو مبين بالشكل (١٢-٤٧) وذلك طبقاً للمعادلة التالية :



شكل (١٢-٤٧) مجموعة خوازيق معرضة إلى حمل غير محورى مائل (R)

$$P_{vi} = \frac{V}{n} + \frac{V \cdot e_x \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} + \frac{V \cdot e_y \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \quad \dots \quad * \quad (12-24)$$

حيث (V) : هى قيمة الحمل الرأسى الكلى الواقع على المجموعة [مركبة الحمل المائل (R) مع الرأسى]

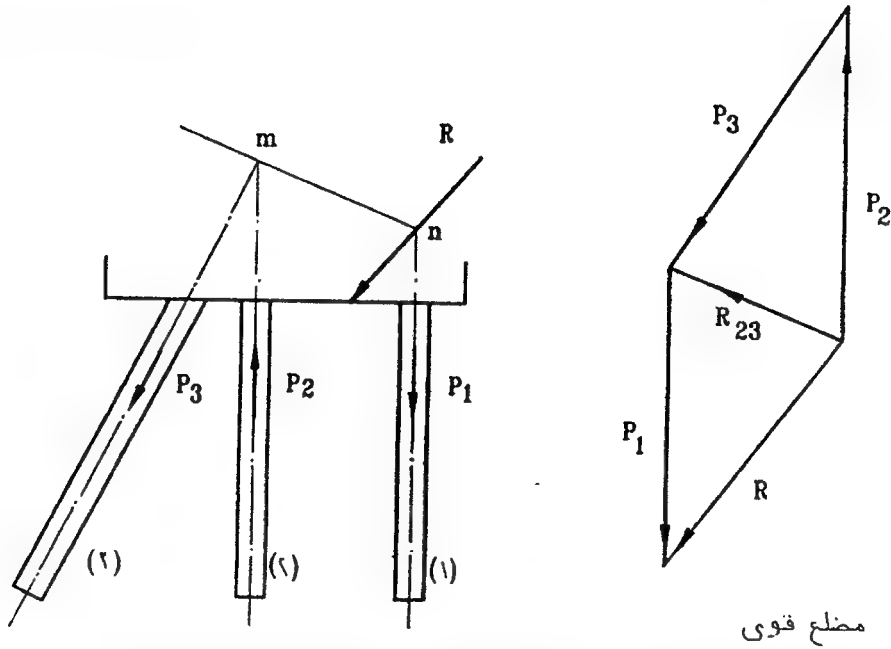
- (n) : عدد الخوازيق الرأسية
- (e_x) : السبع الأفقى للمحصلة عن مركز مجموعة الخوازيق فى اتجاه المحور (x) [لا مركزية المحصلة فى اتجاه (x)].
- (e_y) : السبع الأفقى للمحصلة عن مركز مجموعة الخوازيق فى اتجاه المحور (y) [لا مركزية المحصلة فى اتجاه (y)].
- المعادلة السابقة تعطى قيمة تقريبية للحمل الرأسى (P_{vi}) الواقع الخازوق الرأسى (i) ضمن مجموعة عندها (n) والمعرضة إلى حمل رأسى كلى قدره (V) وذلك على أساس وفرض :
 - الهامة فوق الخوازيق جاسئة.
 - قيمة المركبة الأفقية (H) للمحصلة (R) هى قيمة صغيرة ويمكن تحملها بأمان بالخوازيق الرأسية.

١٣-١٢ الخوازيق المائلة وكيفية تصميمها:

- عادة ما تستخدم الخوازيق المائلة إذا كانت القوى الأفقية الخارجية كبيرة ولا يمكن تحملها بطريقة اقتصادية باستخدام الخوازيق الرأسية والوسادة الرابطة للخوازيق.
- يمكن تصميم الخوازيق المائلة باعتبارها محملة محورياً وذلك عن طريق توزيع وإيجاد الأحمال الواقعة عليها باستخدام الطرق البيانية أو الحسابية وهناك طرق تقريبية غالباً ما تستخدم لتحليل هذه الخوازيق المائلة منها :

أ (طريقة كولمان (Culmann):

- هذه الطريقة تستخدم لتحليل الخوازيق المائلة والتي محاورها فى ثلاث اتجاهات غير متوازية وغير متلاقية فى نقطة كما هو مبين بالشكل (١٢-٤٨).
- وتتلخص هذه الطريقة فى إيجاد نقطة (n) حيث تتلاقى محصلة القوى المائلة المؤثر على الخوازيق مع محور المجموعة (١) من الخوازيق ونقطة (m) حيث يتلاقى محور مجموعة الخوازيق (٢)، (٣).



شكل (١٢-٤٨) طريقة كولمان لتحليل الخوازيق المائلة

- يتم تحليل المحصلة (R) إلى قوتين هما (P₁) في اتجاه المجموعة (١)، (R₂₃) في اتجاه الخط (m n) حيث (R₂₃) هي محصلة القوتين (P₂) ، (P₃) في المجموعتين (٢) ، (٣).
- حلل القوة (R₂₃) إلى القوتين (P₂) في اتجاه المجموعة (٢)، (P₃) في اتجاه المجموعة (٣) كما هو موضح بالشكل (١٢-٥١) مع ملاحظة أنه في هذا الشكل قيمة كل من (P₁) ، (P₃) هما قوتين ضغط أما قيمة (P₂) فتمثل قوة شد.

ب) باستخدام طريقة إيجاد وتقدير قيمة المركبة الرأسية للحمل في كل خازوق:

- يتم حساب المركبة الرأسية للحمل الواقع على كل خازوق (i) وذلك باستخدام المعادلة السابق الإشارة إليها وهي :

$$P_{vi} = \frac{V}{n} + \frac{V \cdot e_x \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} + \frac{V \cdot e_y \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \quad \dots * \quad (12-24)$$

- يتم اعتبار الحمل الواقع على الخازوق هو فى اتجاه محوره وعليه يكون معروف ميله وبالتالي يمكن إيجاد المركبة الأفقية للحمل فى كل خازوق على حدة.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أن هذا الحل يعتبر مقبولاً إذا كان الفرق بين الحمل الأفقى (H) المؤثر على مجموعة الخوازيق ومحصلة المركبات الأفقية للقوى المحورية للخوازيق صغيراً يمكن للخوازيق تحمله.
- وهنا كذلك يجب التنويه إلى أن فرض تحميل الخازوق محورياً (أى قوى عمودية فى اتجاهه فقط) هو فرض غير حقيقى حيث أن التحميل الحقيقى للخازوق ليس محورياً وإنما سينشأ فى الخازوق عزوم وقوى قص لا سيما إذا ثبت فى وسادة جاسئة وبناء على ذلك يجب الرجوع إلى السادة المتخصصين لتحليل مثل هذه الحالات.

١٣-١٢ الخوازيق المعرضة إلى أحمال رأسية غير محورية:

- فى بعض الأحيان قد تتعرض الخوازيق إلى أحمال رأسية غير محورية (لا مركزية) وذلك نتيجة لطبيعة الأحمال المؤثرة والمعرضة لها أو نتيجة لترحيلات غير متوقعة فى مواقع الخوازيق الأمر الذى يؤدى بدوره إلى تعريض قطاعات الخوازيق إلى إجهادات عالية جداً وبصفة خاصة إذا كانت القاعدة محملة على خازوق واحد أو خازوقين.
- يتوقف تصميم هذه الخوازيق على مقدار لا مركزية الحمل (e) وعلى قطر الخازوق وكذلك قيمة معامل الأمان ضد الانهيار وبالتالي فإن أهمية هذه اللامركزية فى الحمل تتوقف على هذين العاملين الأمر الذى يستلزم فى الحالات العادية لقواعد مرتكزة على خازوق أو خازوقين ضرورة ربط الوسادة بالوسائد المجاورة لها بشدائد جاسئة حتى يمكن تلافى مقاومة عزوم الانحناء الناشئة عن عدم مركزية الحمل.

١٤-١٣ الخازوق المفرد تحت قاعدة ما (Mono Pile):

- بصفة عامة يفضل تجنب استعمال خازوق واحد تحت العمود وخاصة فى الخوازيق ذات الأحمال الكبيرة ولكنه فى بعض الحالات لأسباب فنية واقتصادية

- قد يستلزم الأمر وتقتضى الضرورة تنفيذ وسادة أو قاعدة أسفلها خازوق واحد وفى هذه الحالة يجوز استخدام الخازوق الواحد ولكن بالشروط التالية :
- ١- ضرورة مراعاة وأخذ جميع الاحتياطات المطلوبة لضمان دقة التنفيذ.
 - ٢- عمل تخفيض لإجهادات الضغط الواقعة على كل من الخرسانة والترتبة بحيث لا تتعدى ٧٥% من الإجهادات المسموح بها.
 - ٣- مسموح بزحزحة فى مكان الخازوق عن موضعه الأصلي بقيمة لا تتعدى ١٠/١ القطر المكافئ للخازوق ويؤخذ تأثير ذلك فى تصميم الخازوق والقاعدة والشدادات الرابطة.
 - ٤- يتم ويجب ضرورة تربيط الخازوق فى جميع الاتجاهات بميدات ذات جساءة عالية.
 - ٥- ضرورة إجراء تجارب تحميل بواقع تجربة لكل ٥٠ خازوق مفرد وبحد أدنى تجربتين.
 - ٦- يجب ضرورة إجراء اختبارات غير متلفة (Non destructive Tests) على جذع الخازوق وذلك على جميع الخوازيق المفردة المنفذة.

١٢-١٥ معاملات الأمان فى الأساسات الخازوقية:

- عند استعمال الأساسات الخازوقية فى التأسيس يجب تطبيق مجموعة من معاملات الأمان كما يلى :

(١) معامل أمان لمادة الخازوق:

وذلك فى حالة تصميم الخوازيق كعناصر إنشائية وهذا المعامل يتوقف على كل من مادة الخازوق وطبيعة ونوع الإجهادات المؤثرة عليها.

(٢) معامل أمان ضد انهيار الخازوق المفرد:

- وذلك لضمان أن حمل التشغيل للخازوق المفرد لا يتعدى نسبة معينة من حمل انهياره. إن قيمة معامل الأمان فى هذه الحالة يتوقف على :
- أ (طبيعة التربة ومدى تجانسها فى حدود الموقع.
 - ب (درجة الثقة فى الطريقة التى قدر بها قيمة حمل الانهيار للخازوق.

- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يستحسن حينما أمكن ذلك تحديد قيمة حمل الانهيار للخازوق باستخدام تجارب التحميل حيث يعتبر الحمل المحسوب بهذه الطريقة موثوقاً به.
- هذا وبصفة عامة فإنه يمكن أخذ معامل الأمان للخازوق المنفرد كالاتى :
 = (٢) إذا تم تحديد حمل الانهيار بطريقة موثوق بها (تجارب التحميل).
 = (٣) إذا تم تحديد حمل الانهيار باستخدام بعض الصيغ الديناميكية.
 = (١,٥) إذا تم تحديد حمل الانهيار بطريقة موثوق بها وتم أخذ الأحمال الناتجة عن الزلازل وغير ذلك من الأحمال الغير اعتيادية فى الاعتبار.

✽ ملحوظات هامة:

- ١- فى حالة الخوازيق الكبيرة التى يتم إنشاؤها بالحفر يفضل استخدام معامل أمان ضد انهيار القاعدة يزيد عن ذلك المستخدم بالنسبة لحمل الاحتكاك الأقصى لجسم الخازوق حيث أن العلاقة بين الحمل والهبوط تختلف لطرف الخازوق السفلى ولمساحته الكبيرة.
- ٢- يجب التأكد من قدرة المنشأ على تحمل الهبوط النسبى تحت أحمال التشغيل، وفى الحالات التى لا يكون فيها الهبوط حرجاً قد يمكن خفض قيمة معاملات الأمان الواردة فى البند (٢) بعاليه.
- ٣- فى حالة تعرض المبنى لأحمال ديناميكية كبيرة لم تؤخذ فى الاعتبار فى حساب الحمل التصميمى للخازوق فيجب استعمال معاملات أكبر وتزيد عن الواردة فى البند (٢) بعاليه.
- ٤- يجب ضرورة أن يؤخذ فى الاعتبار تأثير وجود الخازوق ضمن مجموعة من الخوازيق حيث أن هذا يمكن أن يؤثر فى الحمل على الخازوق وفى هبوطه.

١٦-١٣ هبوط الخوازيق:

- لتقدير قيمة هبوط الخوازيق يوجد أسلوبان :

- الأسلوب الأول (العملى):

وهو يعتمد بصفة عامة على النتائج المستنتجة من تجارب التحميل ويعتبر هذا الأسلوب من أفضل الطرق وأدقها لتقدير قيمة الهبوط.

- الأسلوب الثانى (النظري):

وهو يعتمد على معاملات نظرية تقريبية وحالات معينة منها :

أ (هبوط الخازوق المفرد:

يتم حساب هبوط الخازوق المفرد أساس أنه يناظر هبوط الطرف العلوى للخازوق ويعادل حاصل جمع ثلاثة معايير للهبوط هما :

$$(S_o = S_{ps} + S_{pp} + S_s)$$

(١) الهبوط نتيجة للانفعال الحادث فى جذع الخازوق تحت إجهاداتالتحميل (S_s):

وتقدر كما يلى :

$$S_s = (Q_b + \alpha_f Q_f) \frac{L}{A E_p} \quad \dots\dots\dots * \quad (12-25)$$

حيث (Q_b) : هو حمل الارتكاز المنقول للتربة عند طرف الخازوق السفلى

، (Q_f) : هو حمل الاحتكاك المنقول للتربة عن طرق جهود الاحتكاك على

سطح جذع الخازوق

، (L) : طول الخازوق

، (E_p) : معامل مرونة مادة الخازوق

، (α_f) : معامل يتوقف على منحنى توزيع جهود الاحتكاك على امتداد طول

الخازوق ويؤخذ :

= ٠,٥ فى حالة التوزيع المتساوى أو التوزيع المناظر للقطع المكافئ

= ٠,٦٧ فى حالة التوزيع المتدرج بدءاً من الصفر من أعلى حتى يصل

إلى أقصاه عند نقطة الارتكاز

= ٠,٣٣ فى حالة التوزيع المتدرج بدءاً من أقصى قيمة من أعلى وحتى

الصفر عند نقطة الارتكاز

- ويشترط لاستخدام هذه الصيغة أن تكون إجهادات الخازوق فى حدود جهود التشغيل المسموح بها.

(٢) الهبوط نتيجة لانتقال حمل الارتكاز إلى التربة (S_{pp}):

وتقدر كما يلى :

$$S_{pp} = \frac{C_b \cdot Q_b}{d \cdot q} \quad \dots\dots\dots * \quad (12-26)$$

حيث (C_b) : معامل يعتمد على نوعية التربة وعلى أسلوب تنفيذ الخازوق ويقدر من الجدول (١٢-١٧)

(d) : قطر الخازوق ،

(q) : الجهد الأقصى لسعة التحميل عند نهاية الخازوق (Ultimate end Bearing Capacity)

جدول (١٢-١٧) قيم المعامل (C_b) لتقدير هبوط الخازوق المفرد

نوع التربة	خوازيق الإزاحة	خوازيق التنقيب
رمال كثيفة إلى سائبة	٠,٠٢ إلى ٠,٠٤	٠,٠٩ إلى ٠,١٨
طين صلب إلى لين	٠,٠٢ إلى ٠,٠٣	٠,٠٣ إلى ٠,٠٦
طينى كثيف إلى سائب	٠,٠٣ إلى ٠,٠٥	٠,٠٩ إلى ٠,١٢

- هذا ويشترط أن تكون طبقة ارتكاز الخازوق ممتدة تحت طرف الخازوق لمسافة توازى عشرة أمثال قطره على الأقل وأن تكون الطبقات التى تليها ذات مقاومة تتساوى مع أو تزيد عن مقاومة الطبقات المنشأة بها الخوازيق.

(٣) الهبوط نتيجة لانتقال حمل الاحتكاك من جذع الخازوق إلى التربة

(S_{ps}):

وتقدر كما يلى :

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_f}{L_o \cdot q} \quad \dots\dots\dots * \quad (12-27)$$

حيث (L_o) : طول جذع الخازوق المدفون في التربة

، (C_s) : معامل يساوى

$$C_s = \left[0.93 + 0.16 \frac{L_o}{d} \right] C_b \quad \dots\dots\dots * \quad (12-28)$$

(ب) هبوط مجموعة خوازيق منشأة بتربة غير متماسكة الحبيبات (الرمل):

في هذه الحالة يمكن تقدير مجموعة الخوازيق (S_G) طبقاً للصيغة التالية :

$$S_G = S_o \sqrt{\frac{B}{d}} \quad *$$

حيث (B) : المقياس الأدنى (الطول الأصغر) لمجموعة الخوازيق بالمسقط الأفقى لها

، (d) : قطر الخازوق المفرد

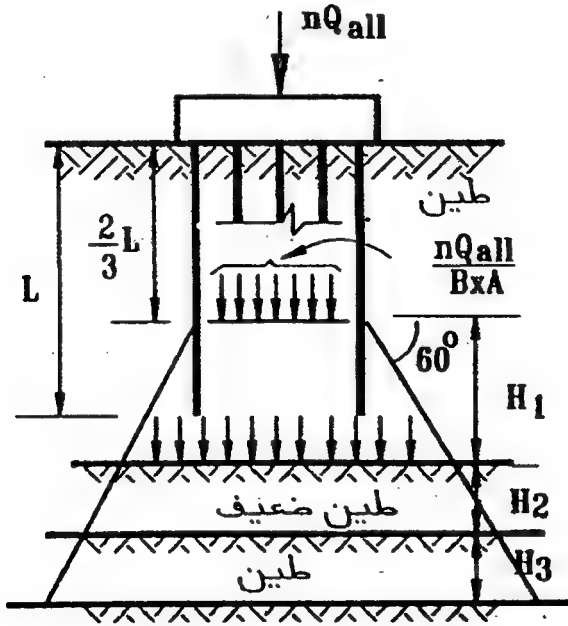
، (S_o) : مقدار هبوط الخازوق المفرد مقدرة طبقاً للصيغة السابقة فى البند (أ) أو

القيمة المحددة من تجارب التحميل

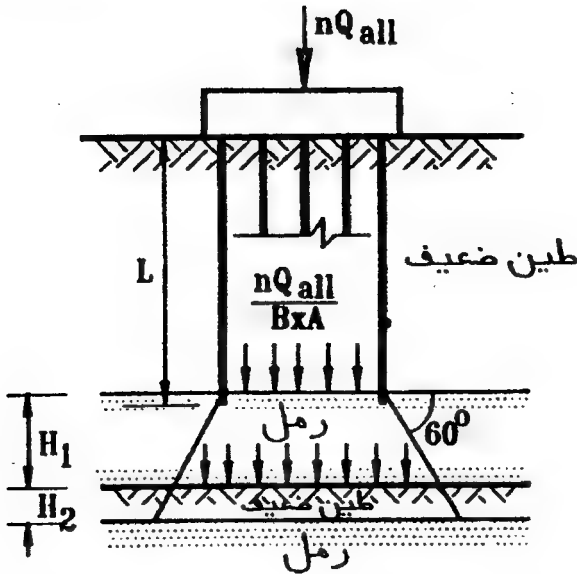
(جـ) هبوط مجموعة خوازيق منشأة فى تربة تحتوى على طبقات مشبعة متماسكة الحبيبات:

• يعتبر الهبوط فى هذه الحالة مساوياً لإتضاغط الطبقات الطينية تحت تأثير الأحمال المبينة بالشكل (١٢-٤٩) ، (١٢-٥٠) بعد توزيعها.

• يحسب انضغاط الطبقات وفقاً للطرق المذكورة فى جزء ميكانيكا التربة والتي يفترض أن جهود أحمال الخوازيق ذات الهامات الجاسئة نسبياً تنتشر داخل التربة كما هو مبين بالأشكال (١٢-٤٩) ، (١٢-٥٠) أما فى حالة الهامات المرنة أو فى حالة مجموعة ذات هامات منفصلة، فإن جهود الضغط الناشئة عنها تتوزع داخل التربة وفقاً لنظرية توزيع الإجهادات داخل الوسط المرن ومع اعتبار أن حمل المجموعة يؤثر على التربة عند المناسيب المبينة بنفس الأشكال حيث البعدان (A) ، (B) الواردة بهذه الأشكال هى الأبعاد الخارجية لمجموعة الخوازيق بالمسقط الأفقى وأن (n) هو عدد خوازيق المجموعة.



شكل (١٢-٤٩) مجموعة خوازيق الاحتكاك في تربة مكونة من طبقات طينية



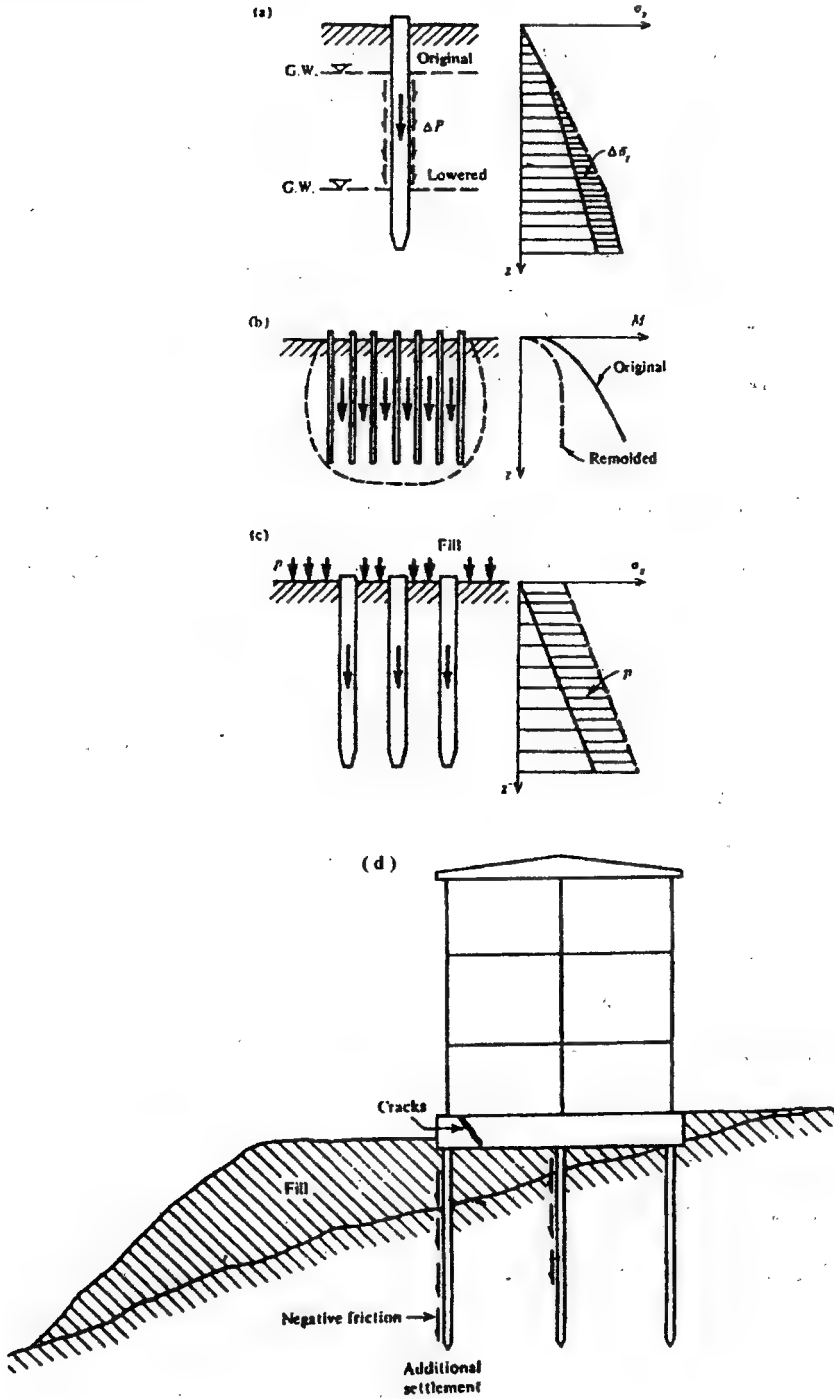
شكل (١٢-٥٠) مجموعة خوازيق ارتكاز مع وجود طبقة طينية أسفلها

١٢-١٧ قوى الاحتكاك السلبي بين التربة والخوازيق:

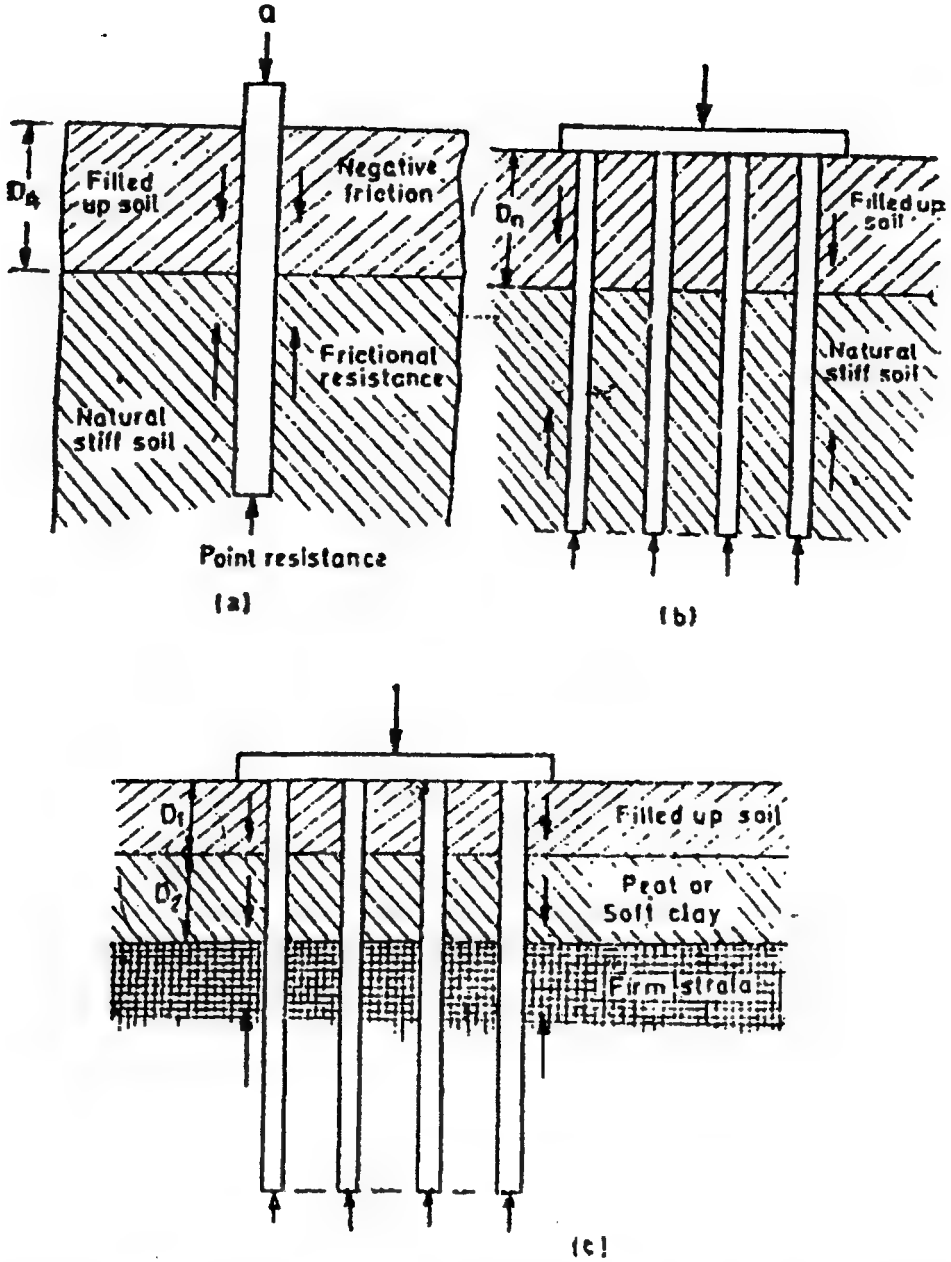
12-17 Negative Skin Friction on Piles:

١٢-١٧-١ مقدمة:

- قد تتعرض الخوازيق إلى أحياناً إضافية أخرى نتيجة لظاهرة ما يسمى بالاحتكاك السلبي بين التربة والخوازيق وذلك على كامل جزع الخازوق أو جزء منه وذلك في حالة ما إذا كانت قيمة إزاحة الخازوق في التربة أقل من الإزاحة الحادثة في التربة حول الخازوق مسببة تولد قوى قص نتيجة للإزاحة النسبية تؤثر إلى أسفل تعمل على زيادة الحمل المنقول إلى التربة تحت الخازوق.
- إن قيمة الحمل الإضافي نتيجة لهذه الظاهرة من المحتمل أن يكون كبير القيمة نسبياً وغالباً على كامل طول الخوازيق والتي من المحتمل أن تعجل وتسرع من انهيار الخوازيق والتربة حوله.
- يبين الشكل (١٢-٥١) حالات لخوازيق تعرضت إلى قوى إضافية نتيجة للاحتكاك السلبي فيها مسبباً حدوث هبوط إضافي لها وذلك بسبب العوامل التالية :
 - i - نتيجة لانخفاض منسوب المياه الجوفية والذي يتسبب عنه تولد إجهادات رأسية حول الخازوق مصاحبة لتصلب وتدعيم طبقة التربة الطينية وانحسار المياه منها.
 - ii - نتيجة وجود طبقات ردم حديثة للتربة حول الخازوق لم يتم تدعيمها بالكامل الأمر الذي يجعل حركة الردم إلى أسفل تسبباً حملاً إضافياً على الخوازيق وتولد احتكاك سلبي حولها نتيجة لانتضاغ طبقات التربة حول الخازوق.
 - iii - نتيجة لعجن الطينة بسبب دق الخوازيق.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أن الاحتكاك السلبي للخوازيق لا يحدث نتيجة للردم عن التربة الطينية ولكن يحدث أيضاً إذا ما كان الردم هو تربة رملية سائبة غير متماسكة.
- كما يبين الشكل (١٢-٥٢) قوى الاحتكاك السلبي وقوى الاحتكاك المضادة لمجموعة خوازيق تتركز على طبقات صلبة من التربة والجزء العلوى منها طبقات ردم ومواد عضوية وطين طرى.



شكل (١٢-٥١) بعض حالات قوى الاحتكاك السلبي على الخوازيق



شكل (١٢-٥٢) بعض حالات قوى الاحتكاك السلبي وقوى الاحتكاك المضادة لمجموعة خوازيق ارتكاز الجزء العلوي منها مدفون في طبقات من ردم وطين طرى

هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يجب أخذ الاحتكاك النسبى بين التربة والخوازيق فى الاعتبار وذلك عند تقدير قيمة حمل التشغيل الواقع على الخوازيق وعليه فإن معامل الأمان فى هذه الحالة يمكن تقديره كالاتى :

معامل الأمان (F.S) = $\frac{\text{أقصى قدرة تحمل لخازوق مفرد أو مجموعة خوازيق}}{\text{حمل التشغيل + الحمل الإضافى نتيجة للاحتكاك السلبي}}$

١٢-١٧-٢ تقدير قيمة الحمل الإضافى نتيجة للاحتكاك السلبي بين التربة والخوازيق:

إن قيمة الحمل الإضافى نتيجة للاحتكاك السلبي بين التربة والخوازيق يعتمد على هل الخازوق مفرد أو مجموعة خوازيق بالإضافة إلى نوع التربة كما يلى :

- حالة الخازوق المفرد:

- تربة متماسكة:

$$F_{\text{negative}} = O \cdot L_{\text{neg}} \cdot \tau \quad \dots\dots\dots * \quad (12-29)$$

- تربة غير متماسكة:

$$F_{\text{neg.}} = \frac{1}{2} O \cdot L_n^2 \cdot \gamma \cdot K \tan \delta \quad \dots\dots\dots * \quad (12-30)$$

حيث (F_{negative}) : هى قيمة الحمل الإضافى نتيجة للاحتكاك السلبي للخازوق المفرد

، (O) : هو محيط الخازوق (= H D إذا كان مستديراً)

، (L_{neg}) : هو طول الخازوق فى التربة القابلة للانضغاط

، (τ) : هى مقاومة القص للتربة المتماسكة فى منطقة الردم

، (K) : معامل ضغط التربة الجانبي $K = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$

، (δ) : زاوية الاحتكاك الداخلى بين جسم الخازوق والتربة وهى

تستراوح ما بين $\left(\frac{\phi}{2}\right)$ ، (φ) حيث (φ) هى زاوية الاحتكاك

الطبيعى لتربة الردم

، (γ) : هى كثافة التربة (وزن وحدة الحجم للتربة) حتى الطول

(L_{neg})

- حالة مجموعة خوازيق:

إن قيمة الحمل الإضافي نتيجة للاحتكاك السلبي بين التربة والخوازيق لمجموعة خوازيق مدفونة في تربة قابلة للإبضاغ تؤخذ القيمة الأكبر للآتي :

$$F_{neg. Group} = n F_{neg.} \quad \dots\dots\dots * \quad (12-31)$$

$$or \quad F_{neg. Group} = \tau \cdot L_{neg} \cdot O_{gr} + \gamma L_{neg} \cdot A_{gr} \quad \dots\dots\dots * \quad (12-32)$$

حيث (n) : هو عدد الخوازيق في المجموعة

(O_{gr}) : هو قطر مجموعة الخوازيق ،

(A_{gr}) : هو مساحة مجموعة الخوازيق خلال القطر (O_{gr}) ،

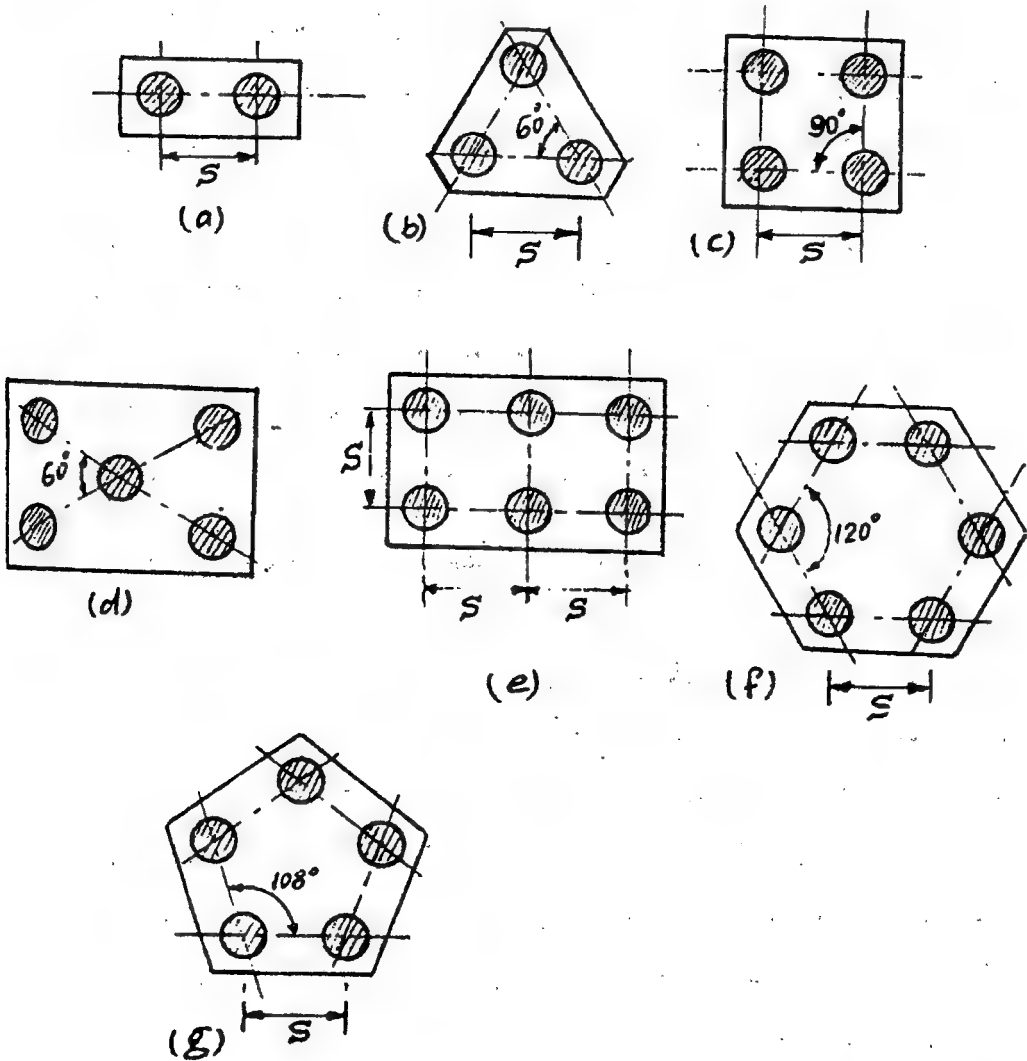
(τ) : هو مقاومة القص للتربة حول محيط المجموعة ،

١٢-١٨ إماتات الخوازيق (الوسائد) (Pile Caps):

١٢-١٨-١ مقدمة:

عادة ما يكون حمل العמוד أكبر من قدرة تحمل الخازوق المفرد الأمر الذي يستلزم استخدام أكثر من خازوق (مجموعة خوازيق) للعמוד وهذا بالتالي يستدعى استخدام وسادة (أو هامة) لنقل وتوزيع حمل العמוד إلى كل خوازيق المجموعة مع إهمال الحمل الذي ينقل إلى التربة أسفلها. وفي هذه الحالة ترتب مجموعة الخوازيق لتكون مجتمعة بالقرب من نقطة المحصلة للحمل وذلك لتجنب عمل وتنفيذ وسادة ضخمة بدون الحاجة إلى ذلك، ويجب عند تصميم الهامة مراعاة أن تكون أحمال الخوازيق متساوية وذلك بتطابق مركز ثقل الخوازيق مع محصلة الأحمال المنقولة من العמוד أو الأعمدة.

مما سبق يتبين أن الوسادة ما هي إلا نوعاً خاصاً من القواعد (Footings) حيث يؤثر عليها من أعلى حمل العמוד وتعطى الخوازيق رد الفعل الذي يكون مركزاً في نقط اتصال الخوازيق بالوسادة وليس للتربة بين الخوازيق أى اعتبار في اتزان الوسادة حيث يفترض أن التربة غير ملاسمة تلامساً صلباً أو مرناً يسمح بتحمل أى جزء من حمل العמוד.



شكل (١٢-٥٣) مثال لترتيب وتوزيع مجموعة خوازيق وشكل الوسائد المناسبة

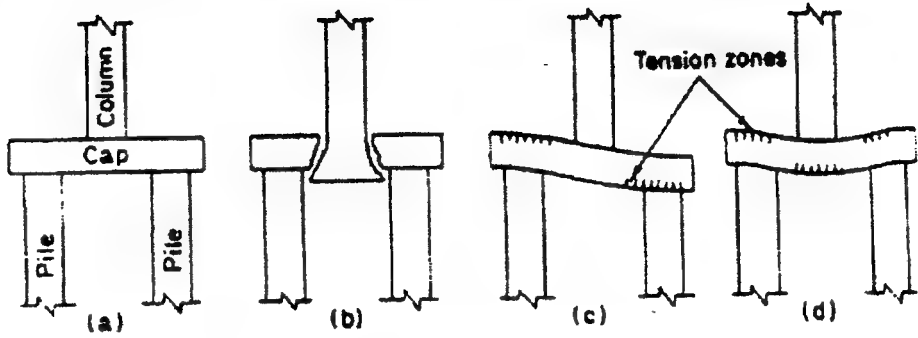
• ويعطى الشكل (١٢-٥٣) ترتيب مجموعات من الخوازيق وشكل الوسادة المناسبة لكل مجموعة. هذا ويتضح من هذا الشكل أنه ليس هناك مجال في اختيار شكل توزيع الخوازيق وبالتالي شكل الوسادة للمجموعات التي تقل عن خمسة خوازيق، على أن المجموعات التي تحتوى على خمسة خوازيق فأكثر يمكن دراسة أفضل ترتيب للحصول على حجم وسادة مناسب اقتصادياً ويكون

بجانب ذلك فعلاً وآمناً إنشائياً. فمثلاً ترتيب الخوازيق للمجموعة السداسية فى شكل مسدس يسمح باستخدام طريقة لتصميم الوسادة بطريقة تختلف عن تلك التى يمكن اتباعها فى تصميم الوسادة السداسية المستطيلة الشكل وكذلك الحال للمجموعة الخماسية.

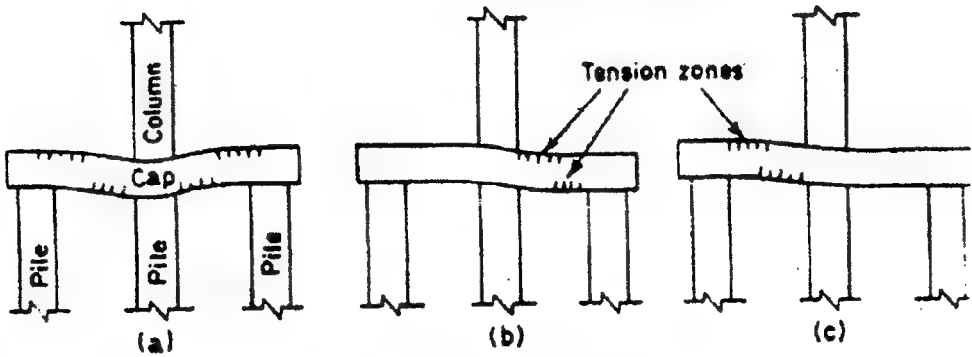
هذا وبالإشارة إلى الشكل (١٢-٥٣) حيث يختار التقسيط بين الخوازيق (المسافات البينية بين الخوازيق) [البعد (S) على الرسم بحيث يعطى أقل حجم ممكن عملياً للوسادة وعادة ما يكون الفاصل النهائى فى الاختيار هو مدى إمكانية التنفيذ عملياً (الدق والتكثيف الناتج عن قرب الخوازيق عادة ما يضع الحد الأدنى للتقسيط) وأيضاً تكون قدرة تحمل المجموعة ومقارنتها بقدرة تحمل الخوازيق المنفردة عاملاً هاماً فى تحديد قيمة (S) كما سبق عرضه فى قدرة تحمل الخوازيق وعادة وبصفة عامة تؤخذ قيمة (S) فى حدود (٢,٥ - ٣,٠٠) عرض الخازوق (أو قطر الخازوق إذا كان مستديراً).

هذا وتجدر الإشارة إلى أنه لضمان نقل الأحمال من العمود إلى الخوازيق أسفل الهامة يجب أن يمتد تسليح الخازوق داخل الهامة لمسافة لا تقل عن ٦٠ سم لضمان نقل هذه الأحمال بالتماسك بين حديد التسليح والخرسانة.

ويبين الشكل (١٢-٥٤) النماذج والأساليب والطرازات المختلفة لانهيار هامات الخوازيق والتى يتبين منها أنها : إما انهيار شد فى المناطق المعرضة لشد فى الهامة أو انهيار ضغط للخرسانة أو انهيار قص أو قص ثاقب كما يبين الشكل (١٢-٥٥) بعض الأبعاد الأساسية لهامة الخوازيق الخرسانية حيث يجب أن يخترق جسم الخازوق الهامة بمسافة لا تقل عن ٨-١٠ سم ويعلوه حديد تسليح الهامة بمسافة لا تقل عن ٥ - ٧,٥ سم وألا تقل المسافة من جانب الهامة وحافة الخازوق عن ١٠ سم، كما يجب ألا يقل الغطاء الخرسانى فى أى جانب عن ٥ سم ويفضل ٧ سم مع التوصية بضرورة تنفيذ فرشاة من الخرسانة العادية أسفل هامة الخوازيق بسمك من ١٠ - ٢٠ سم.

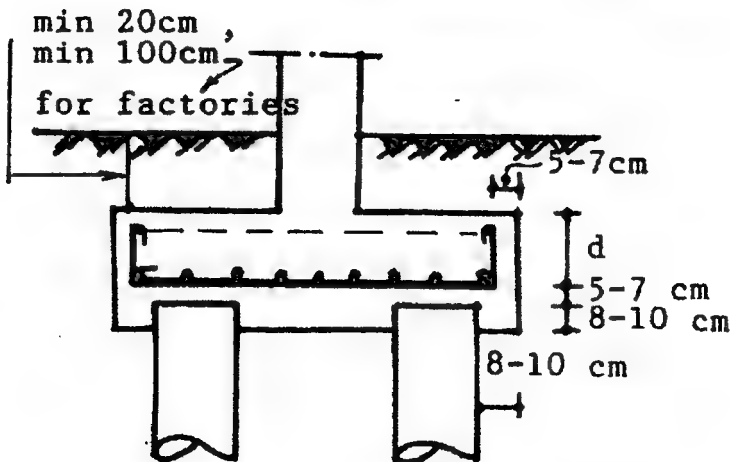


Failure of two pile cap



Failures of group pile cap

شكل (١٢-٥٤) كيفية وطرزات الانهيار لهامات الخوازيق



شكل (١٢-٥٥) بعض الأبعاد الأساسية لهامة الخوازيق

١٢-١٨-٢ طرق تصميم هامات الخوازيق:

طبقاً للكود المصرى هناك ثلاثة طرق لتصميم هامات الخوازيق هي :

- i - الطريقة الأمريكية (طريقة عزم الانحناء والقوى القاصة).
Moment-Shear Method (American)
- ii - طريقة الكمره الجاسنة العميقة
- Rigid Deep Beam Method
- iii - طريقة التحزيم أو الجمالون
- Circulage (Truss) Method

وفيما يلى شرح لهذه الطرق

i - الطريقة الأمريكية (طريقة عزم الانحناء والقوى القاصة):

Moment-Shear Method (American Method):

- تستخدم هذه الطريقة عادة لتصميم هامات الخوازيق لأى شكل ويفضل استعمالها فى الهامات المستطيلة أو المربعة الشكل ويبين الشكل (١٢-٥٦) أفضل توزيع للخوازيق فى الهامات يتناسب مع التصميم بهذه الطريقة.

خطوات التصميم:

بالإشارة إلى الشكل (١٢-٥٧) حيث هامة لمجموعة خوازيق عددها (n) ستة خوازيق كمثال فى الشكل تحمل حمل عمود قدره $t(P)$.

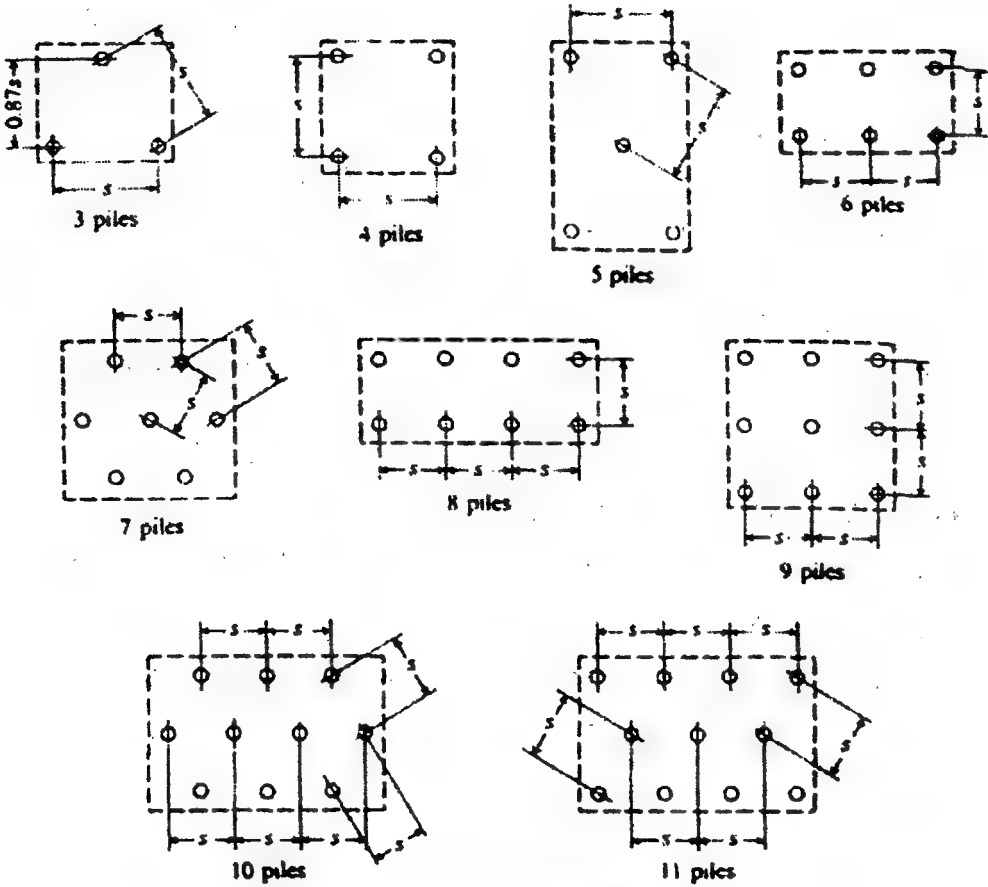
١ - يتم فرض عمق الهامة بما يعادل (٥٠) مرة قطر الخازوق (d).

$$d_{cap} = 50 (d)$$

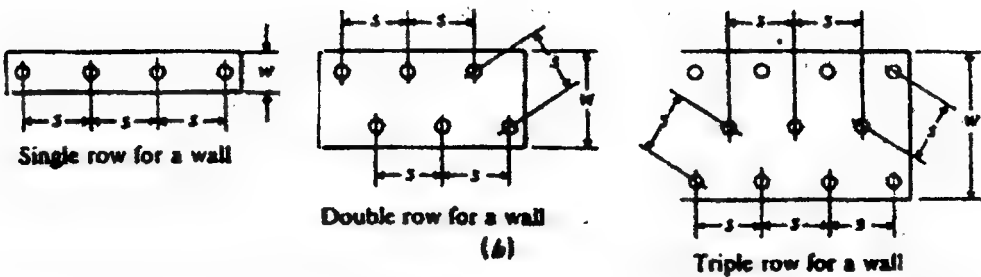
٢ - يتم حساب الحمل الكلى الواقع على مجموعة الخوازيق (P_t) وهو يساوى حمل العمود المنقول إلى الخازوق + وزن الهامة نفسها.

$$\begin{aligned} \text{i.e. } P_t &= P + o . w \text{ of cap it self} \\ &= 1.1 \times P \end{aligned}$$

DEEP FOUNDATION



(a) For single footings



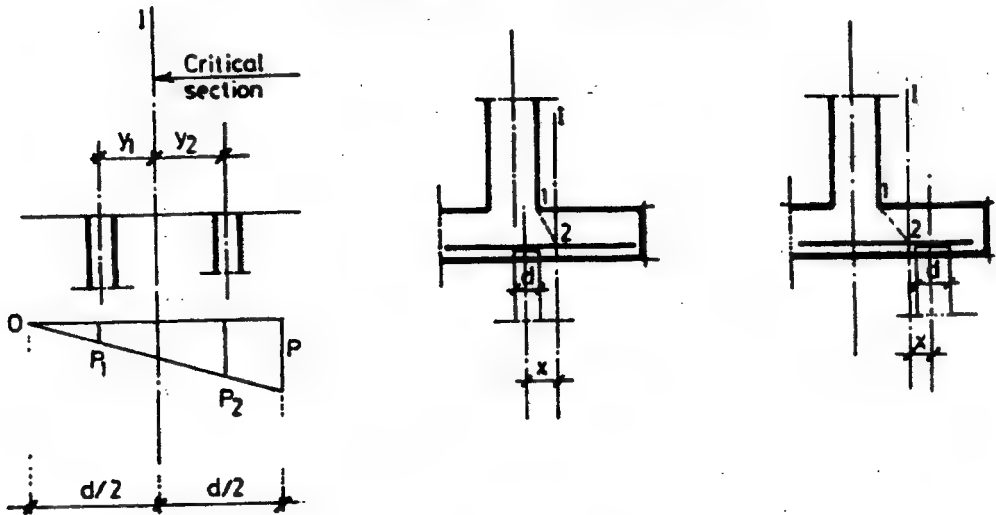
Typical Pile-group patterns. (a) for single footings; (b) for foundation walls

شكل (١٢-٥٦)

٣- التحقق من إجهادات القص:

- يتم التحقق من إجهادات القص عند القطاعات الحرجة للقص وهى على بعد مسافة قدرها (Z) من وجه العمود [نهاية الخط المائل من وجه العمود بميل (٢) رأسى : (١) أفقى] إقطاع يبعد عن سطح العمود بمسافة تساوى نصف العمق الفعال للهامة كما هو مبين بالشكل (١٢-٥٨) وذلك باعتبار أن الحمل الواقع على الخازوق الواحد يعادل $\left(\frac{P_t}{n}\right)$.
- وطبقاً للكوود المصرى فإنه لحساب قوى القص الواقعة على الهامة شكل (١٢-٥٨) يتبع الآتى :

- يؤخذ حمل الخازوق بالكامل إذا كان مركز الخازوق على بُعد خارج القطاع الحرج لا يقل عن نصف قطر الخازوق.
- يهمل حمل الخازوق إذا كان مركز الخازوق على بُعد لا يقل عن نصف قطر الخازوق $\left(\frac{d}{2}\right)$ داخل القطاع الحرج.
- يمكن أخذ نسب من حمل الخازوق تتراوح خطياً بين ١٠٠% لحالة بعد مركز الخازوق خارج القطاع الحرج بمسافة تساوى نصف قطر الخازوق، صفر% لحالة وجود مركز الخازوق على بُعد يساوى نصف قطر الخازوق داخل القطاع الحرج.



شكل (١٢-٥٨)

فإذا ما اعتبرنا مجموعة خوازيق عددها $(n=6)$ كما هو مبين بالشكل (١٢-٥٨) فإنه يتم حساب أقصى قوى قاصة وأقصى عزوم انحناء فى الاتجاهين العرضى والطولى كالآتى :

بالنسبة للاتجاه الطولى:

أقصى قوة قاصة على القطاع الحرج للقص $(Q_{\max sh})$

$$Q_{\max sh (1)} = 2 P$$

حيث (P) هو الحمل الواقع على الخازوق الواحد $P = \frac{P_t}{6}$

أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج [على وجه العمود] كما هو مبين بالشكل (١٢-٥٨).

$$\therefore M_{\max (1)} = 2 P (x_1)$$

٤- يتم إيجاد السمك الكافى لمجابهة كل من القوى القاصة وعزم الانحناء بالنسبة للاتجاه الطولى.

$$\therefore q_{\max (1)} = \frac{Q_{\max sh (1)}}{0.87 B d_{sh (1)}} \leq q_{all sh} \quad (6-8 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\rightarrow d_{sh (1)}$$

حيث العرض (B) فى هذه الحالة يعادل عرض القطاع الحرج وهو يساوى عرض العمود + عمق الهامة الفعال

$$B = b_{col} + d_{sh (1)}$$

$$d_m (1) = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max (1)}}{B}} \quad (\text{cm})$$

حيث (B) هو عرض الهامة الكلى فى الاتجاه العرضى

بالنسبة للاتجاه العرضى:

أقصى قوة قاصة على القطاع الحرج للقص

$$Q_{\max sh (2)} = 3 (P_x) \quad \text{if} \quad \left(x \geq \frac{d}{2} \right)$$

أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج على وجه العمود كما هو مبين بالشكل (١٢-٥٨).

DEEP FOUNDATION

$$\therefore M_{\max(2)} = 3 P (y)$$

حيث (y) هو بُعد مركز الخوازيق العرضية عند وجه العمود

٥- يتم إيجاد السمك الكافى لمجابهة كل من القوى القاصة وعزم الانحناء بالنسبة للاتجاه العرضى.

$$\therefore q_{\max(2)} = \frac{Q_{\max sh(2)}}{0.87 B d_{sh(2)}} \leq q_{all sh} \quad (6-8 \text{ kg/cm}^2)$$

حيث (B) هو طول العمود + عمق الهامة

$$\text{i.e. } B = (\ell_c + d)$$

$$\text{i.e. } d_{sh(2)} = \frac{Q_{\max sh(2)}}{0.87 (\ell_c + d_{sh(2)}) d_{sh(2)}} \leq q_{sall} \quad (6-8 \text{ kg/cm}^2)$$

$$d_m(2) = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max(2)}}{L}} \text{ cm}$$

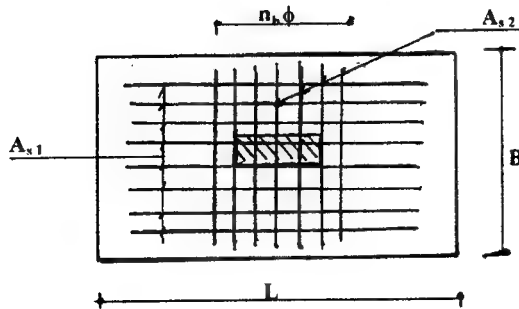
حيث عرض القطاع فى هذه الحالة يعادل طول الهامة (L)

٦- يتم اختيار العمق الأكبر من الأربع أسماك (d_{m(1)}) ، (d_{sh(2)}) ، (d_{sh(1)}) وهو الآمن لجميع الحالات لعزوم الانحناء والقوى القاصة وليكن (d_{act}).

٧- يتم حساب مساحة الحديد المطلوبة لمقاومة عزوم الانحناء فى الاتجاهين الطولى والعرضى للهامة.

$$\text{i.e. } A_{s(1)} = \frac{M_{\max(1)}}{k_2 d_{act}} \text{ cm}^2 / B$$

وعليه يتم اختيار عدد الأسياخ (n₁ ϕ) على أن يتم توزيعها على العرض (B) كالآتى :



$$A_s(2) = \frac{M_{\max}(2)}{k_2 d_{\text{act}}} \text{ cm}^2 \xrightarrow{\text{choose}} (n_2 \phi)$$

يتم توزيعها بتركيز عدد من الأسياخ يعادل $(n_b \phi)$ فى طول قيمته يعادل عرض الهامة (B) حيث :

$$n_b \phi = \left[\frac{2}{S+1} \right] n_2 \phi$$

حيث $S = L / B$ ، $(n_2 \phi)$ هو العدد الكلى لحديد التسليح المطلوب فى الاتجاه الثانوى.

٨- يتم التحقق من إجهاد التماسك لحديد التسليح الرئيسى فى الاتجاهين

الطولى والعرضى عند القطاعات الحرجة لغزوم الانحناء وذلك كالاتى :

- يتم حساب القوى القاصة عند القطاعات الحرجة لغزوم الانحناء (التماسك)

$$\text{i.e. } Q_{\max \text{ bond (1)}} = 2 (P)$$

$$Q_{\max \text{ bond (2)}} = 3 (P_x)$$

- يتم حساب أقصى إجهاد تماسك على القطاعات الحرجة.

$$q_{\max (1)} = \frac{Q_{\max \text{ bond (1)}}}{0.87 \Sigma O_{(1)} \cdot d_{\text{act}}} \leq q_{b \text{ all}} \quad (7 - 10 \text{ kg/cm}^2)$$

حسب رتبة الخرسانة

$$q_{\max (2)} = \frac{Q_{\max \text{ bond (2)}}}{0.87 \Sigma O_{(2)} \cdot d_{\text{act}}} \leq q_{b \text{ all}} \quad (7 - 10 \text{ kg/cm}^2)$$

فإذا لم يتحقق هذا الشرط يتم اختيار قطر أقل وإذا لم يتحقق بعد ذلك يجب زيادة السمك (d_{act}) حتى تصبح جميع الإجهادات الواقعة على القطاعات الحرجة لكل من عزوم الانحناء والقوى القاصة وقوى التماسك آمنة وأقل من الإجهادات المسموح بها.

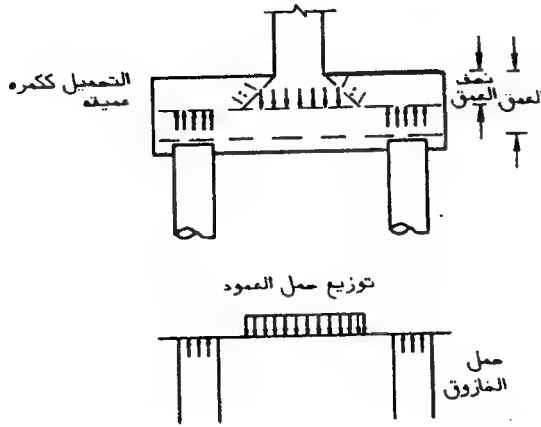
ii - طريقة الكمرة الجاسئة (Rigid Deep Beam Method):

مقدمة:

- نظراً لزيادة النسبة بين عمق و بحر الوسائد عن (٥/١) الأمر الذى يمكن اعتبارها كمرة عالية الجساءة (Rigid beam) وبذلك يكون تصميم الوسائد ككمرات جاسئة محملة بحمل العمود ومركزة على الخوازيق.

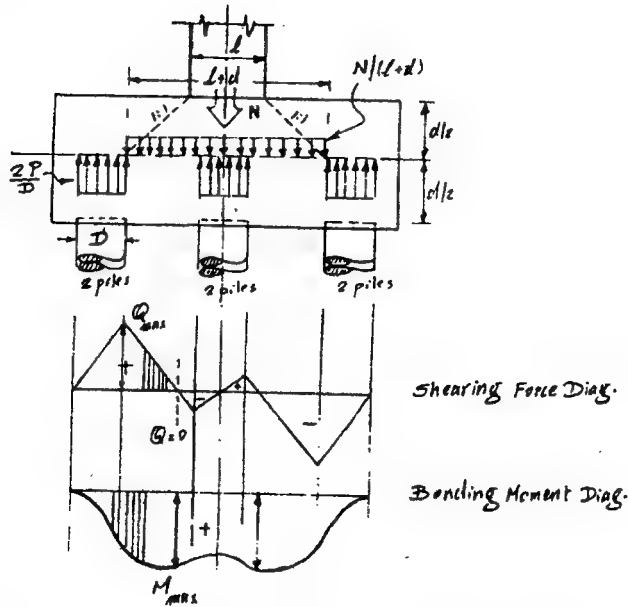
هذا وأفضل ترتيب للخوازيق ليناسب طريقة التصميم هذه هو وضعها فى صفوف ذات عدد متساوى من الخوازيق فى الصف الواحد مما ينتج عنه وسادة مستطيلة فى المسقط الأفقى.

فى هذه الطريقة يتم توزيع حمل العمود خلال الهامة على طول يساوى طول العمود (l_c) مضافاً إليه سمك الهامة ($l_c + d$) i.e. وذلك عند عمق يساوى نصف سمك الهامة ($\frac{d}{2}$) أى أن حمل العمود يوزع بميول ١ : ١ حتى المستوى الأفقى عند منتصف العمق الفعال للهامة كما هو مبين بالشكل (١٢-٥٩) وبحسب العمق الفعال فى هذه الحالة من العمق اللازم لمقاومة القص الثاقب (Punching).

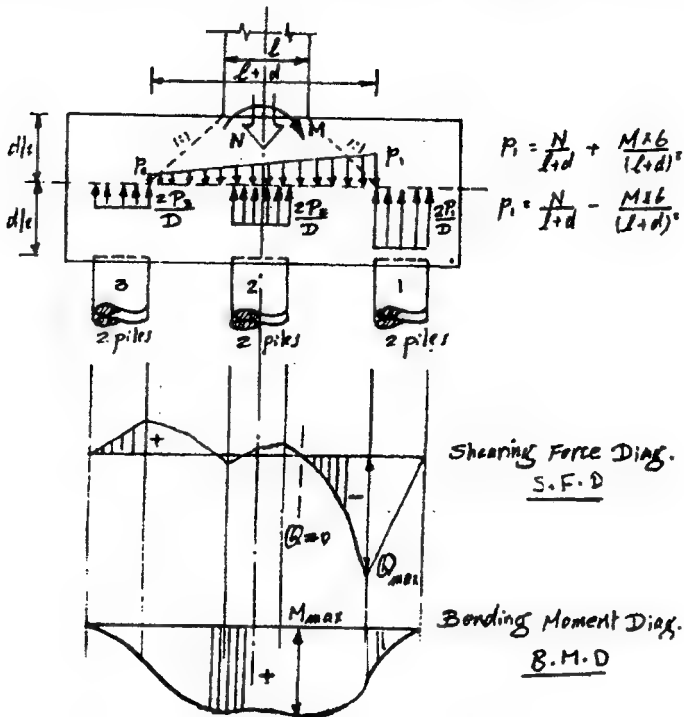


شكل (١٢-٥٩) التحليل العام للهامة ككرة جاسئة

ويبين الشكل (١٢-٦٠) ، (١٢-٦١) عمود معرض إلى حمل محورى مركزى (N) فقط وآخر حمل غير مركزى (قوة عمودية (N) + عزم انحناء ($M = N \cdot e$) وذلك بالنسبة لمركز ثقل الخوازيق وفى الحالة الأولى تكون الأحمال الواقعة على الخوازيق منتظمة وفى الحالة الثانية تكون الأحمال الواقعة على الخوازيق غير منتظمة وذلك لأن توزيع حمل العمود فى الحالة الأولى يكون منتظماً وغير منتظم خطى (شبه منحرف) فى الحالة الثانية.



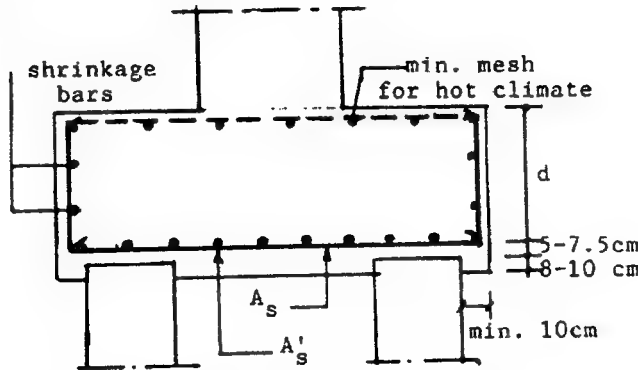
شكل (١٢-٦٠) تحليل الهامة ككمره جاسئة لوسادة سداسية تحت حمل مركزي



شكل (١٢-٦١) تحليل الهامة ككمره جاسئة لوسادة سداسية تحت حمل غير مركزي

• وبناء على ما سبق يتم نقل حمل الخازوق (بدون توزيع) كحمل موزع على عرض (قطر) الخازوق عند خط المنتصف لوسادة وبذلك يكتمل توزيع الأحمال المؤثرة على الوسادة ومن ثم يتم منها حساب توزيع قوى القص وعزوم الانحناء مع تحديد أقصى قيمة لعزم الانحناء من واقع القيمة المناظرة للقوى القصية تساوى صفراً وذلك فى الاتجاه الطولى للهامة. ويكرر نفس الخطوات بالنسبة للاتجاه الآخر للهامة إلا إذا كانت الهامة مربعة فإن الخطوات تكون واحدة فى الاتجاهين. هذا والهامة ذات الخازوقين تصمم فى اتجاه واحد. وحينما يكون خط توزيع الأحمال (Dispersion Line) أكبر من عرض الهامة فإنه يؤخذ بطول عرضها وعليه يتم اختيار عمق الهامة النهائى من الأعماق اللازمة لمقاومة التثقيب والعزم والقص.

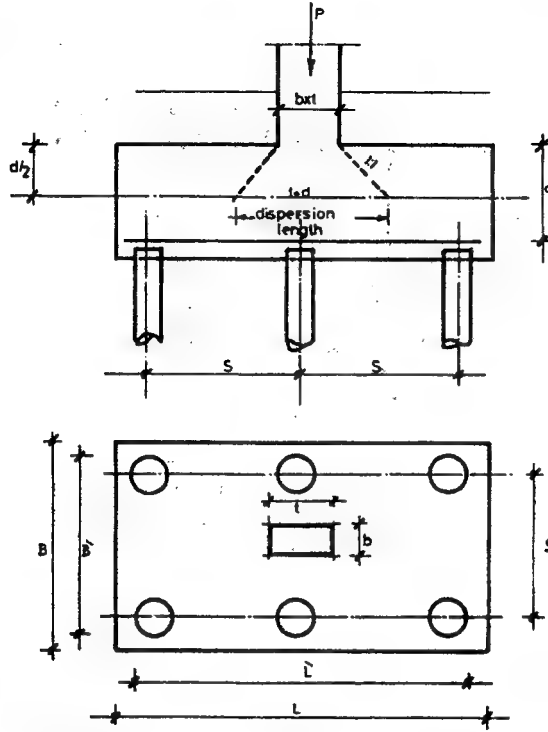
• هذا ويتم وضع حديد التسليح بما يقاوم عزوم الانحناء ويبين الشكل (١٢-٦٢) كروكى لكيفية تسليح الهامة بطريقة الكمره الجاسنة.



شكل (١٢-٦٢) تسليح الهامة بطريقة الكمره الجاسنة

خطوات التصميم:

لبيان خطوات التصميم يتم اعتبار هامة مستطيلة الشكل ذات مجموعة خوازيق عددها ستة وتحمل حمل عمود مركزى قدره (P) كما هو مبين بالشكل (١٢-٦٣).



شكل (١٢-٦٣) وسادة مستطيلة سداسية معرضة لحمل مركزي

الخطوات:

١- يتم إيجاد العمق اللازم لمقاومة إجهاد القص الثاقب (d_p).

$$\therefore q_p = \frac{P}{2(b_c + l_c)d_p} \leq q_{pall} \quad (10) \text{ kg/cm}^2$$

(b_c) ، (l_c) هما طول وعرض قطاع العمود ، (P) حمل العمود المركزي المؤثر على الهامة

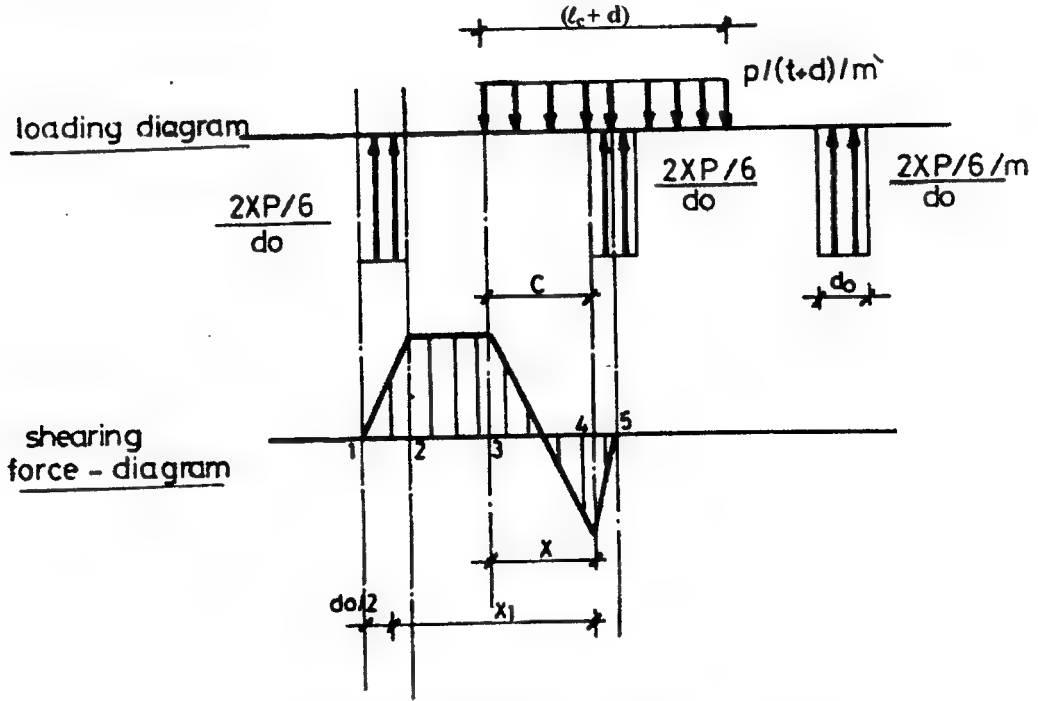
$$\therefore d_p = \frac{P(t)}{2(b_c + l_c) \times 100} \quad (m)$$

٢- يتم توزيع حمل العمود وذلك في الاتجاهين الطولي والعرضي للهامة.

✻ بالنسبة للاتجاه الطولي (l):

يبين الشكل (١٢-٦٤) كروكي توزيع الأحمال على الهامة في الاتجاه

الطولي وكذلك منحني توزيع القوى القاصة وذلك بناء على الأسس السابق الإشارة إليها.



شكل (١٢-٦٤) توزيع القوى الداخلية

يتم تقدير قيمة أقصى قوة قاصة $Q_{max(1)}$ حيث :

$$Q_1 = 0$$

(1) القوة القاصة عند النقطة

$$Q_2 = 2 \left(\frac{p}{6} \right) \frac{d_o}{d_o} = \frac{P}{3}$$

(2) القوة القاصة عند النقطة

$$Q_3 = \frac{P}{3} = Q_2$$

(3) القوة القاصة عند النقطة

$$Q_4 = \frac{P}{(\ell_c + d)} \times c - 2 \left(\frac{p}{6} \right) \frac{d_o}{d_o}$$

(4) القوة القاصة عند النقطة

$$Q_5 = 0$$

(5) القوة القاصة عند النقطة

وعليه فإن

$$Q_{max(1)} = Q_3 = \frac{P}{3}$$

يتم تقدير قيمة أقصى عزم انحناء $(M_{max(1)})$ حيث أنها تقع عند النقطة

التي عندها $Q = 0$ على بُعد مسافة قدرها (x) من وجه الخازوق الأوسط.

$$\therefore 2 \left(\frac{P}{6} \right) \frac{d_0}{d_0} = \frac{P}{(\ell_c + d)} \cdot (x)$$

$$\therefore x = \frac{(\ell_c + d)}{3}$$

$$\therefore M_{\max (1)} = 2 \left(\frac{P}{6} \right) \frac{d_0}{d_0} \cdot x_1 - \left(\frac{P}{t + d} \right) \frac{x^2}{2}$$

حيث (x_1) دالة في (x) ويتم تحديدها من على الرسم بدلالة البعد (x) .

يتم تصميم القطاعات الحرجة لمقاومة كل من عزم الانحناء $(M_{\max (1)})$ والقوى القاصية $(Q_{\max (1)})$ حيث :

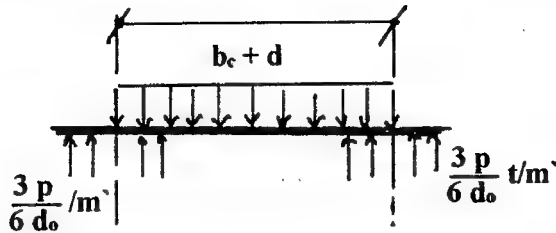
$$d_m (1) = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max (1)}}{B'}} \quad (\text{cm})$$

حيث (B') هو المسافة المحصورة بين الأوجه الخارجية للخوازيق في الاتجاه العمودي (العرضي)

$$d_{sh} (1) = \frac{Q_{\max (1)}}{0.87 B \cdot q_{sh \text{ all}}} \quad (\text{cm}) \quad q_{sh \text{ all}} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

✻ بالنسبة للاتجاه العرضي (2):

يبين الشكل (١٢-٦٥) كروكي توزيع الأحمال على الهامة في الاتجاه العرضي وبذلك يمكن رسم منحنى توزيع القوى القاصية وعزم الانحناء.



شكل (١٢-٦٥)

وعليه يمكن تقدير قيمة $(Q_{\max (2)})$ ، وبالتالي تصميم القطاعات الحرجة لمقاومة كل من هذه القيم كالاتي :

$$d_m(2) = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}(2)}{L'}}$$

حيث (L') هى المسافة المحصورة بين الأوجه الخارجية للخوازيق فى الاتجاه العمودى (الطولى).

$$\text{i.e. } d_{sh}(2) = \frac{Q_{\max}(2)}{0.87 L' \cdot q_{sh \text{ all}}}$$

٣- يتم اختيار العمق الأكبر من جميع هذه الأعماق فى الاتجاهين وكذلك العمق اللازم لمقاومة القص الثاقب وليكن (d_{act}).

٤- يتم حساب كميات الحديد اللازمة لمقاومة عزوم الانحناء فى الاتجاهين الطولى والعرضى وذلك من المعادلات التالية :

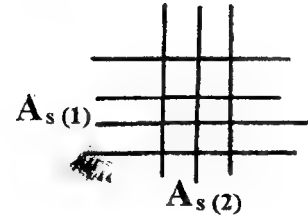
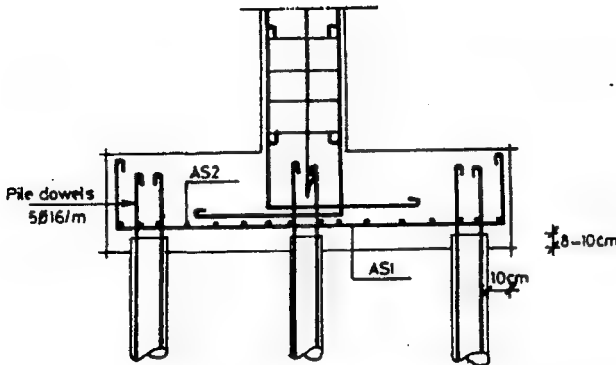
$$d_{act} = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}(1)}{B'}} \longrightarrow k_1 \longrightarrow k_2$$

$$\therefore A_{s(1)} = \frac{M_{\max}(1)}{k_2 d_{act}} \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{choose } (n \phi)_{(1)}$$

$$d_{act} = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}(2)}{L'}} \longrightarrow k_1 \longrightarrow k_2$$

$$\therefore A_{s(2)} = \frac{M_{\max}(2)}{k_2 d_{act}} \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{choose } (n \phi)_{(2)}$$

٥- يتم توزيع الحديد الرئيسى فى الاتجاهين الطولى والعرضى ($A_{s(1)}$) ، ($A_{s(2)}$) كما هو مبين بالكروكيات التالية :

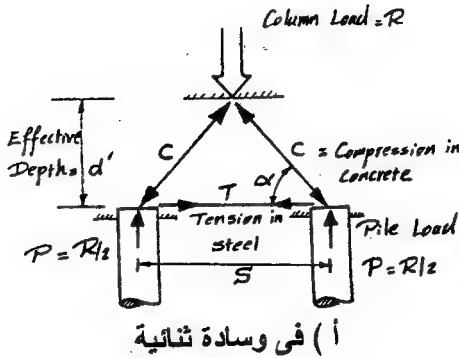


شكل (١٢-٦٦) توزيع الحديد فى الهامة كمره جاسئة

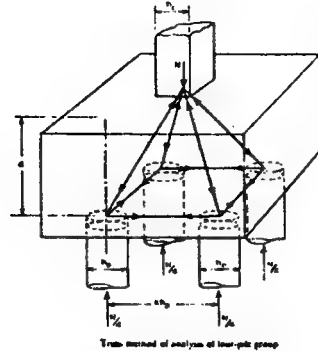
iii - طريقة التحزيم أو الجمالون [Circulage (Truss) Method]:

مقدمة:

- فى هذه الطريقة يفترض أن حمل العمود يتم نقله وتوزيعه داخل الهامة بشكل شبكى فراغى (جمالون أو جمالونات) تتشكل داخل الهامة، حيث أن أضلاع هذه الجمالونات تتعرض إلى قوى ضغط تقاوم بالخرسانة بالإضافة إلى قوى شد وهذه يجب مقاومتها بحديد تسليح.
- يبين الشكل (١٢-٦٧) تخطيطاً لمسار وتوزيع القوى من العمود إلى الخوازيق فى وسادة ثنائية لتبسيط فهم الموضوع حيث يقسم حمل العمود على الخازوقين بواسطة عضوى ضغط ويلزم لتوازن هذين العضوين ضرورة تواجد عضو شد (حديد التسليح) الأفقى السفلى الذى يقوم بربط وتحزيم الخوازيق عند رؤوسها لمنع الحركة الأفقية إلى الخارج وبالتالي المحافظة على كتلة الخرسانة الممثلة للوسادة والتي تنقل الحمل إلى الخوازيق كما يبين الشكل (١٢-٦٧) تخطيطاً لمسار وتوزيع القوى من العمود إلى الخوازيق فى وسادة رباعية.



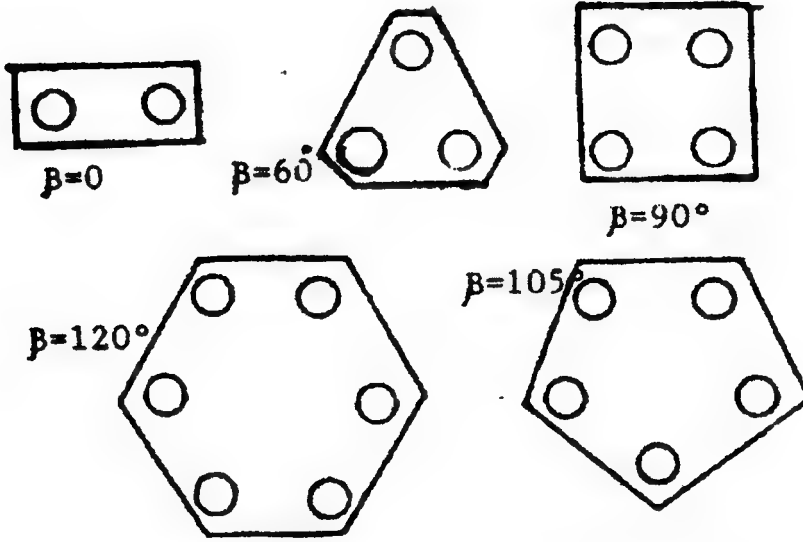
(أ) فى وسادة ثنائية



(ب) فى وسادة رباعية

شكل (١٢-٦٧) الشكل الشبكى الفراغى فى وسادة

- هذا ولعدم التداخل فى النظام الشبكى الفراغى المفترض تكونه فى هذه الوسائد فلا يجوز أن يختلف ترتيب الخوازيق عن ذلك الموضح بالشكل (١٢-٦٨) حيث تكون الخوازيق مرتبة على الحواف مع بُعد متساوى بين مركز الخازوق ومركز العمود.



شكل (١٢-٦٨) أفضل توزيع للخوازيق فى الهامات بطريقة التحزيم

خطوات التصميم:

إن تصميم الوسادة بطريقة التحزيم يتكون من خطوتين رئيسيتين :

i - عمق الوسادة ii - حديد التحزيم (Circulage steel)

i - بالنسبة لحساب عمق الوسادة:

- يحسب العمق من كل من متطلبات الاختراق (القصر الثاقب) ومتطلبات نسبة العمق إلى حجم الوسادة وتربط هذه النسبة بقيمة الزاوية (α) [ميل الخط الواصل من العمود إلى رأس الخازوق] وتختار قيمة (α) بحيث لا تزيد عن ٦٠ ولا تقل عن ٤٥.

- يعتبر العمق المناظر لمقاومة القص الثاقب هو المحاولة الأولى لحساب عمق الوسادة (d) ويعتبر الحد الأدنى للوسادة هو ٤٠ مرة قطر تسليح الخوازيق ويمكن استخدام هذا الحد الأدنى ($d_{min} = 40 \phi \text{ pile}$) لحساب عمق الاختراق (d_p) بعد ذلك حيث :

$$d_p = \frac{P}{\sum \sigma \cdot q_{p \text{ all}}}$$

حيث (P) : هو حمل العمود

، (q_{p all}): إجهاد القص الثاقب المسموح به وهو من ٨ - ١٠ كجم/سم^٢

، (Σ□) : هو محيط قطاع القص

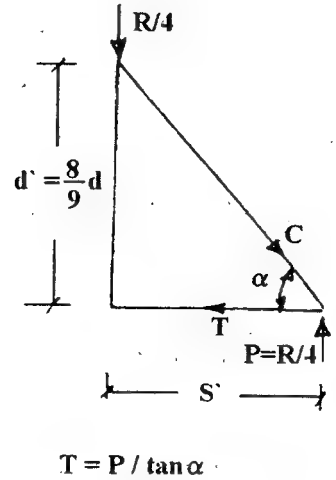
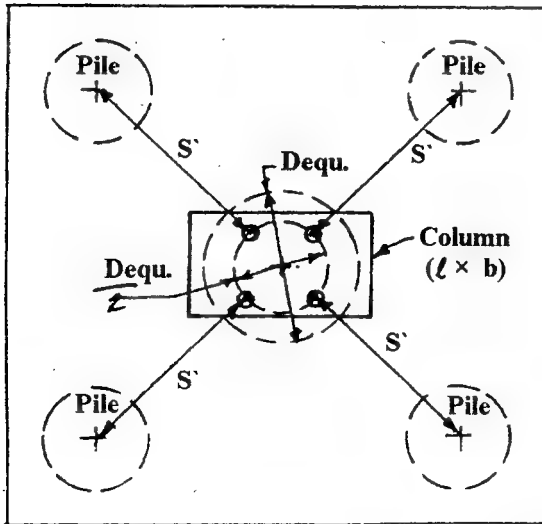
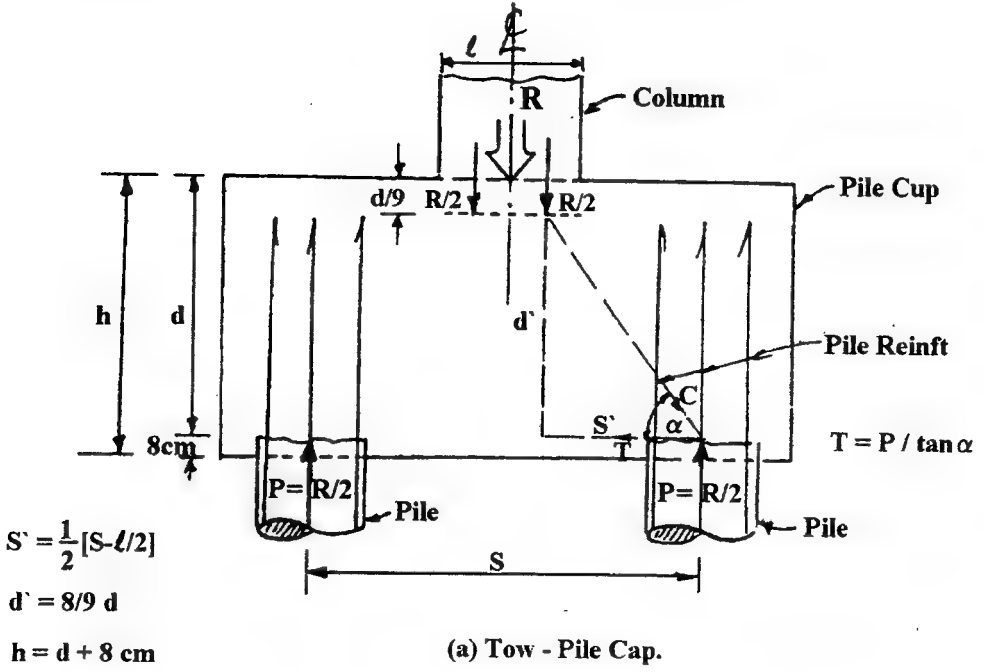
$$\Sigma \square = 2 [b_c + l_c + 1.33 d_{min}] \text{ or } \cong 2 [b_c + l_c] \dots\dots * (12-33)$$

• هذا وبصفة عامة وكما هو معروف يكون القطاع الخرساني المتوازن (R.C balanced section) مكون من منطقة ضغط وأخرى منطقة شد (شروخ) وتكون منطقة الضغط حوالى ثلث السمك مما يجعل زراع العزم الداخلى (y_{ct}) حوالى (8/9 d). ونظراً لأن حمل العمود ليس مركزاً تماماً فسوف يؤثر على شكل التوزيع العلوى وبالتالي على قيمة الزاوية (α) الموضحة بالشكل (١٢-٦٩). هذا وقد تم افتراض أن نصيب كل خازوق من حمل العمود يؤثر فى نقطة تقع على عمق (d/9) من سطح الوسادة وعلى بعد مساوى لربع القطر المكافئ حيث القطر المكافئ هو قطر الدائرة التى تكافئ مساحة العمود كما هو مبين بالشكل (١٢-٦٩) وذلك للمجموعة التى تزيد عدد الخوازيق بها عن اثنين.

• هذا ويمكن تحديد قيمة الزاوية (α) بمعلومية البعدان (S') ، (d') حيث (S') هى المسافة الأفقية بين موضع نصيب الخازوق ومركز الخازوق شكل (١٢-٦٩) ، (d') هو البعد الرأسى لزراع العزم ويساوى (8/9 d_p).

$$\text{i.e. } \tan \alpha = \frac{d'}{S'} \dots\dots\dots * (12-34)$$

وكما بينا سابقاً فإن الوسادة الجيدة التصميم هى تلك التى تعطى قيمة للزاوية (α) تتراوح ما بين ٤٥° - ٦٠° حيث إذا كانت (α) أقل من ٤٥° فإن حديد التسليح اللازم للتحزيم يكون كبيراً وإن زادت عن ٦٠° صارت الوسادة ضخمة ومكلفة بدون الحاجة لذلك مما يجعلها غير اقتصادية.



S' = to be determined graphically.

(b) Four - Pile Cap.

شكل (١٢-٦٩) كيفية حساب وتقدير قيمة الزاوية (α)

ii - بالنسبة لحديد تسليح التحزيم (Circulage Steel) (A_s):

يتم حساب حديد تسليح التحزيم من قوة الشد (T) ولكن القيمة المستخدمة لحساب (A_s) يجب تعديلها لكون حديد التحزيم يُلَف حول الخوازيق وعليه فإن جزءاً من القيمة (T) هو الذى يحسب منه حديد التحزيم وذلك طبقاً لقيمة الزاوية (β) بين أضلاع الوسادة حيث تتراوح قيمة الزاوية (β) بين صفراً للوسادة الثنائية ، ١٢٠ للوسادة السداسية ويبين الشكل (١٢-٧٣) تحليلاً للقوة (T) إلى مركبتين حول الخازوق كما يبين القوة (T_s) التى تحسب منها قيمة (A_s) وذلك طبقاً للخطوات التالية :

- i - يتم اختيار كيفية ترتيب وتوزيع الخوازيق طبقاً لعددها وحسب الشكل (١٢-٦٨).
- ii - يتم اختيار قيمة الزاوية (β) حسب عدد الخوازيق وذلك من الجدول التالى (١٢-١٨).

جدول (١٢-١٨) قيمة الزاوية (β) للوسائد المختلفة

No. of piles عدد الخوازيق	2	3	4	5	6	7
قيمة الزاوية (B)	0	60	90	108	120	128.5
قيمة الزاوية ($\frac{B}{2}$)	0	30	45	54	60	64.25
قيمة الزاوية $\cos (B/2)$	1	0.866	0.707	0.588	0.5	0.433

iii - يتم حساب قيمة الزاوية (α) من المعادلة :

$$\tan \alpha = \frac{d'}{S'} \quad \text{.....} * \quad (12-34)$$

حيث (d') يعادل ($\frac{8}{9} d_p$) ، أنظر الشكل (١٢-٧٠).

iv - يتم حساب قيمة القوة (T) من المعادلة :

$$T = P / \tan \alpha \quad \text{.....} * \quad (12-35)$$

حيث (P) هو الحمل الواقع على الخازوق الواحد

v - يتم حساب قيمة قوة الشد الموجودة فى حديد التسليح التحزيم (T_s).

$$T_s = \frac{T}{2 \cos (B/2)} = \frac{P}{2 \tan \alpha \cos (B/2)} = C P \quad \text{.....} * \quad (12-36)$$

حيث (C) ثابت يتم إيجاده من الجدول (١٢-١٩)

جدول (١٢-١٩) قيمة الثابت (C)

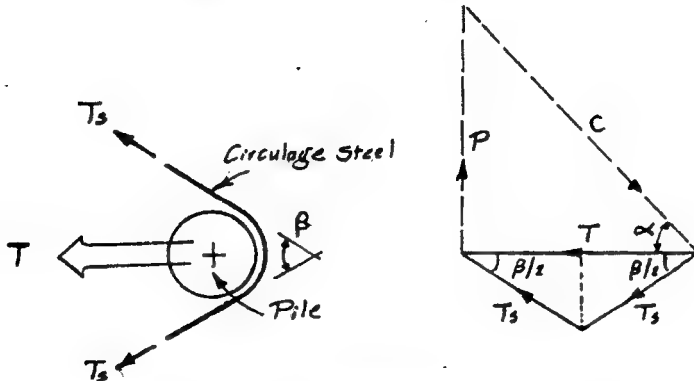
٧	٦	٥	٤	٣	٢	عدد الخوازيق في الهامة	
١,١٦	١,٠٠	٠,٨٥٣	٠,٧١	٠,٥٧٥	٠,٥	$\alpha = 45^\circ$	الثابت (C)
٠,٦٧٥	٠,٥٨	٠,٤٩٥	٠,٤١	٠,٣٣٣	٠,٢٩	$\alpha = 60^\circ$	

VI - يتم حساب مساحة حديد التسليح اللازم للتحزيم (A_s).

$$A_s = \frac{T_s}{f_s} (\text{cm}^2) \quad \dots \dots \dots * (12-37)$$

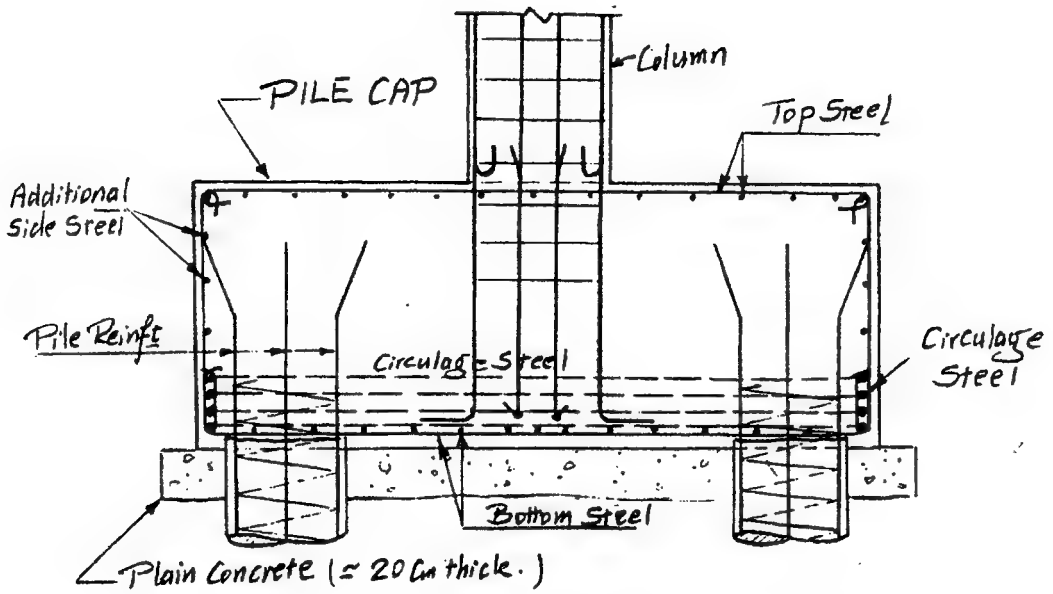
يتم اختيار عدد الأسياخ مع وضع حديد التسليح اللازم للتحزيم في صفوف رأسية بعدد لا يزيد عن أربعة أسياخ في الصف الواحد على ألا يزيد عدد الصفوف أيضاً عن اثنين ويكون وضع الحديد قرب رأس الخازوق في أسفل الوسادة لضمان اكتمال شرط تكون الشبكي الفراغي المفترض لسريان القوى الداخلية مع العمود إلى الخوازيق.

هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يجب أن يزود باقي سمك الهامة بعدد من الأسياخ على كامل السمك يقدر بثلاث قيمة حديد تسليح التحزيم $\left(\frac{A_s}{3}\right)$ يوزع على المحيط (موازي لحديد التحزيم) وذلك لمقاومة قوى الشد المتولدة من سريان القوى إلى الخوازيق خلال مسارها عبر الوسادة.



شكل (١٢-٧٠) كيفية تحديد قوة الشد لحديد التحزيم (T_s)

هذا ويوضح الشكل (٧١-١٢) قطاعاً في وسادة مصممة بطريقة التحزيم حيث حديد التحزيم ممثل هنا بأربعة أسياخ سميكة والحديد الموازي تقدر مساحته بثلاث مساحة حديد تسليح التحزيم الموضح، هذا بالإضافة إلى حديد أفقى فى صورة شبكة مساحة الحديد فى الاتجاه الواحد تقدر بقيمة ١٥% من مساحة الخرسانة. هذا ويجب التنويه إلى أهمية ضرورة مد حديد الخازوق داخل الوسادة لضمان تثبيته بها مع فتحه إلى أعلى.



شكل (٧١-١٢) كيفية ونموذج تسليح وسادة بطريقة التحزيم

هذا ويبين الجدول (٢٠-١٢) بعض البيانات المعطاة بواسطة المرحوم أ.د/ هلال لسنة ١٩٧٤ لزوم تصميم بعض الهامات باستخدام طريقة التحزيم.

جدول (١٢-٢٠) بيانات تصميمية خاصة بتصميم الهامات بطريقة التحزيم

الحمل الواقع على الهامة (tons)	عدد الخوازيق	قطر الخازوق (cm)	الحمل الواقع على الخازوق الواحد (tons)	المسافة بين الخوازيق (S) cms	العمق الكلى للهامة (t) cms	حديد تسليح التحزيم (A _s) cm ²	
						صلب طرى	صلب عالى المقاومة
30	2 piles	25	15	75	50	10.7	7.5
40		30	20	90	60	14.3	10.0
50		35	25	100	65	21.4	15.0
80		40	40	110	70	29.0	20.0
100		45	50	120	75	35.0	25.0
45	3 piles	25	15	75	55	6.3	4.4
60		30	20	90	65	8.4	5.9
90		35	30	100	70	12.8	8.9
120		40	40	110	75	16.7	11.7
150		45	50	120	80	20.8	14.5
60	4 piles	25	15	75	65	7.6	5.8
80		30	20	90	75	10.3	7.2
120		35	30	100	85	15.3	10.7
160		40	40	110	90	20.7	14.5
200		45	50	120	95	25.0	18.2
75	5 piles	25	15	75	80	9.0	6.3
100		30	20	90	90	12.1	8.5
150		35	30	100	100	18.0	12.6
200		40	40	110	110	24.0	16.8
250		45	50	120	120	29.4	20.6
90	6 piles	25	15	75	90	10.7	7.5
120		30	20	90	105	14.3	10.0
180		35	30	100	115	21.4	15.0
240		40	40	110	125	29.0	20.2
300		45	50	120	135	35.7	25.0
105	7 piles	25	15	75	90	10.7	7.5
140		30	20	90	105	14.5	10.0
210		35	30	100	115	21.4	15.0
280		40	40	110	125	29.0	20.2
350		45	50	120	135	35.7	25.0

١٢-١٨-٣ الوسادة الكابولية (Cantilever Cap):

إن عمود الجار الذى يشيد ملاصقاً لحد الملكية غالباً ما يسبب انحرافاً بسبب عدم التمكن من دق الخوازيق ملاصقة للجار (أقل بعد من خط الملكية يمكن دق الخوازيق عليه يتراوح بين نصف متر إلى واحد متر) وللتغلب على هذا الانحراف فإن وسادة الجار يجب ربطها بالوسادة الداخلية بواسطة كابولى صلب

(Rigid cantilever) لتكون ما يسمى بالوسادة الكابولية وتصمم الوسادة الكابولية طبقاً للخطوات التالية : شكل (١٢-٧٢).

- ١- يتم حساب وتحديد مركز ثقل القوتين (P_1) ، (P_2) حيث المحصلة $N = P_1 + P_2$.
- ٢- يتم حساب وتحديد مركز ثقل الخوازيق.
- ٣- يتم حساب مقدار اللامركزية (e) وهى المسافة بين موضع مركزى ثقل المحصلة والخوازيق.
- ٤- يتم تصميم الهامة الخارجية وذلك كالاتى :

- يتم حساب الواقع على الخازوق الخارجى (V_1) .

$$V_1 = \frac{N}{n} + \frac{(N \cdot e) x}{\sum n x^2}$$

- يتم رسم منحنى الحمل ومنحنى توزيع كل من القوى القاصة وعزم الانحناء.
- يتم تحديد الأعماق اللازمة لمقاومة كل من عزم الانحناء والقوى القاصة والقص الثاقب.

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{B}}$$

$$d_{sh} = \frac{Q_{\max}}{0.87 \cdot B \cdot q_{sh \text{ all}}}$$

$$d_p = \frac{P_1}{(2 \ell_c + b_c) \times q_{p \text{ all}}}$$

حيث (ℓ_c) ، (b_c) هما طول وعرض قطاع عمود الركن

ويؤخذ العمق الأكبر من هذه الأعماق (d_{act}) وعليه يمكن إيجاد مساحة حديد التسليح النسبى لهذه الهامة.

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{act}}$$

- ٥- يتم تصميم الهامة الداخلية طبقاً لما سبق شرحه حيث أنها معرضة إلى حمل محورى قدره (P_2) .

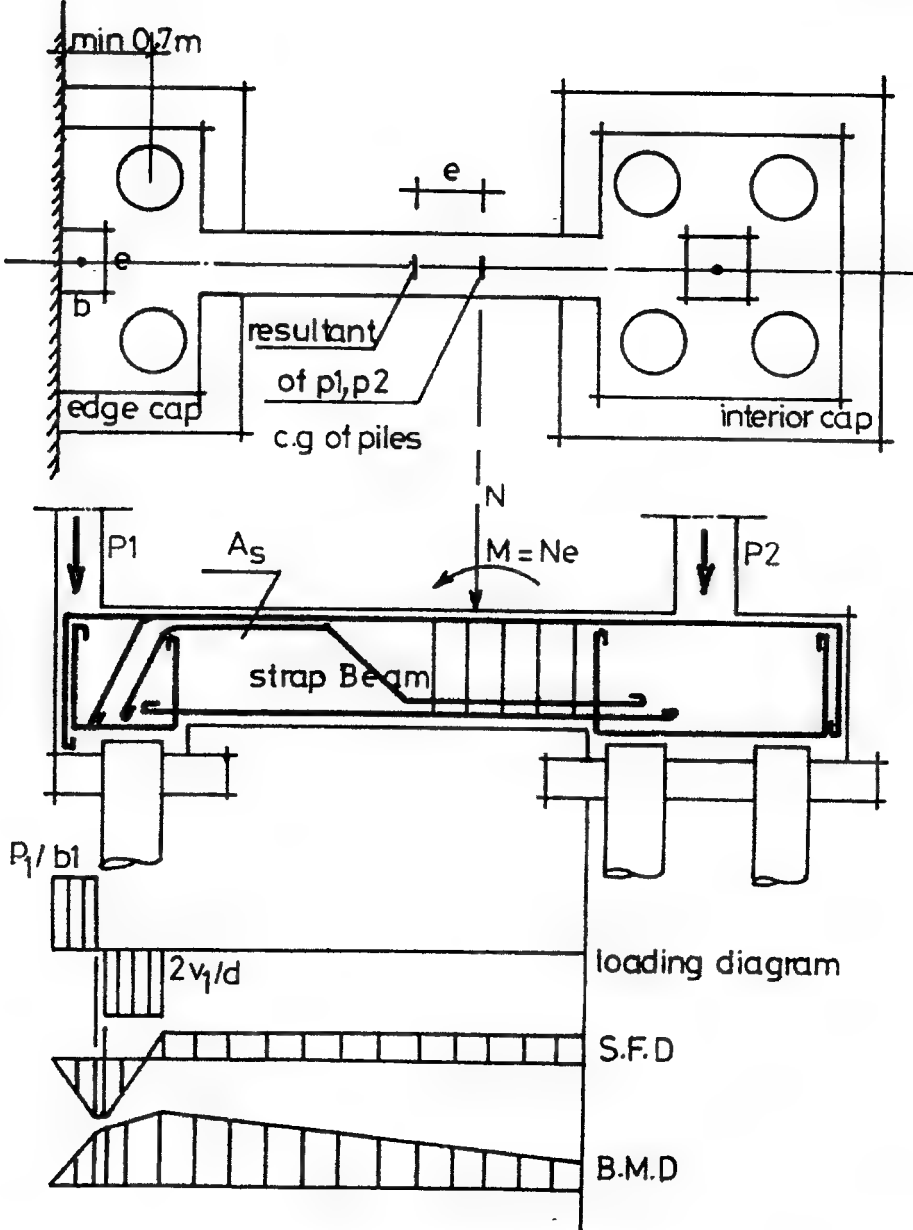
- ٦- يتم تصميم الاستراب (strap).

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}} \quad b = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d}$$

$$q_{sh} = \frac{Q_{sh}}{0.87 b d} \leq q_{sh \text{ all}} (8 \text{ kg/cm}^2)$$

وإذا ما زادت عن ٨,٠٠ كجم/سم^٢ يستخدم حديد شد قطري (حديد مكسح مع كانات)



شكل (٧٢-١٢) كيفية تصميم والقوى الداخلية وحديد التسليح في الوسادة الكابولية

١٢-١٨-٤ الهامات المشتركة وهامات اللبشة:

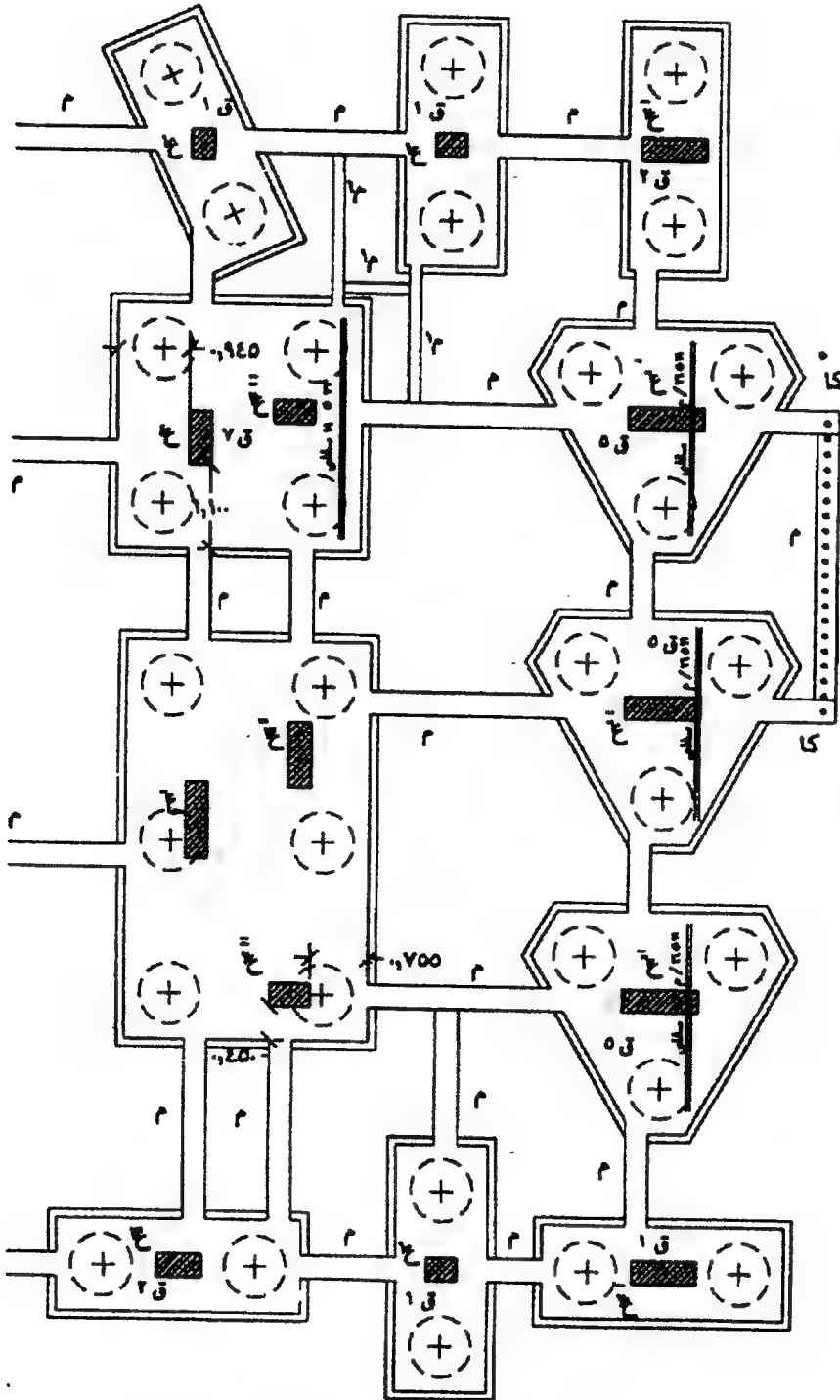
Combined Caps & Raft Caps:

- حينما تتقارب أو تتداخل هامات الخوازيق المنفصلة فإنه يمكن تنفيذ هامة واحدة لعمودين أو أكثر على صف واحد والتي تعرف فى هذه الحالة بالهامة المشتركة والتي يتم تصميمها باتباع خطوات تصميم القواعد المشتركة (Combined Footing) وذلك باعتبار أحمال الخوازيق مركزة أو موزعة حسب عددها.
- هذا ويمكن تنفيذ هامة واحد لأكثر من عمودين على صفوف تسمى هامة لبشة وتصمم بنفس طريقة وخطوات أساسات اللبشة مع أخذ أحمال الخوازيق أسفلها مركزة أو موزعة حسب عددها.

١٢-١٨-٥ سمات الهامات:

Semells for Caps:

- حينما يتم التأسيس على هامات مفردة أو مشتركة فإنه يستلزم ضرورة ربط هذه الهامات بسمات تنفذ غالباً فى نفس منسوب الهامات (شدادات رابطة) وتكون هذه السمات أسفل منسوب سطح الأرض بقيمة لا تقل عن ٢٠ سم فى المباني السكنية والإدارية ولا تقل عن ١٠٠ سم فى المصانع.
- يتم تنفيذ السمات أيضاً لحمل الحوائط ونقل الأحمال منها إلى الهامات.
- يتم تصميم السمات على أنها بسيطة الارتكاز تحت حملها الذاتى أو حمل الحوائط التى فوقها لإيجاد أقصى عزم انحناء يتولد فيها وتسلح على أساس أنها كمرات مستمرة تسلح بحديد علوى مساو للحديد السفلى (أو نصفه على الأقل).
- هذا ويجب ضرورة ربط الهامات بهذه السمات فى الاتجاهين العرضى والطولى وكما هو مبين بالشكل (١٢-٧٣).



شكل (١٢-٧٣) الهامات المشتركة واللبشة وسملاتها

١٢-١٨-٦ بعض الاعتبارات والمبادئ العامة والتي يجب مراعاتها عند تصميم الأساسات الخازوقية:

للحصول على أساس خازوقى فعال واقتصادى يجب توفير المبادئ والاحتياطات والاشتراطات التالية :

- ١- يجب اختيار أطوال الخوازيق لتحقيق أقصى قدرة ارتكاز. فى حالة تواجد طبقة ضعيفة أسفل منسوب الإرتكاز فيجب ألا يقل العمق بين نهايات الخوازيق والسطح العلوى لتلك الطبقة عن ثلاثة أمتار، ويجب أن تكون قدرة التحمل للارتكاز المسموح بها أعلى أو تساوى لإجهاد الارتكاز.
- ٢- يجب ضرورة مد الخازوق لعمق قدره ثلاثة أمتار قطر الخازوق فى طبقة الارتكاز.
- ٣- يجب إهمال قدرة تحمل التربة الملامسة للوسادة عند حساب قدرة تحمل مجموعة الخوازيق.
- ٤- فى حالة تواجد طبقات غير متصلبة (unconsolidated) تحت الوسادة ومحيطه بالخوازيق قد تسبب سحب للخوازيق بسبب الاحتكاك السلبي وعلى ذلك فيجب حساب هذا التأثير كحمل إضافى على الخوازيق.
- ٥- يجب تجنب استخدام خوازيق احتكاك يقل طولها عن عرض الأساس (مثل استخدام خوازيق احتكاك قصيرة نسبياً لتثبيت لبشة ما).
- ٦- يجب أن يوائم تقسيط الخوازيق (Pile spacing) بين الاعتبارات العملية لأقل تقسيط والاعتبارات التصميمية لقدرة تحمل المجموعة بالمقارنة مع قدرة تحمل الخوازيق المنفردة وأخيراً مع اقتصاديات الوسادة لمجموعة الخوازيق.
- ٧- فى حالة سماح أحوال وخواص التربة بالموقع فإنه يفضل استخدام عدد أقل من الخوازيق الطويلة عن عدد أكبر من الخوازيق القصيرة وهذا أيضاً من الناحية الاقتصادية أكثر توفيراً لصغر حجم الوسادة من ناحية مع إمكانية اختيار تقسيط أكبر وذلك لتيسير عملية دق الخوازيق.

١٢-١٨-٧ أمثلة محلولة على الخوازيق: مثال (١):

المطلوب تصميم خازوق خرساني مسلح سابق التجهيز يتحمل ضغطاً تشغيلياً قدره ٦٠,٠٠ طن الخازوق طوله ١٥,٠٠ متر وغير معرض للتآكل في التربة - الخرسانة رتبة C 200 والحديد صلب طرى رتبة ٣٥/٢٤.

الحل:

يتم تصميم الخازوق باعتباره عموداً قصيراً قبل الدق.

$$\therefore P = A_{co} f_{co} [1 + n \mu] \\ = A_c f_{co} + 0.44 f_y A_s$$

وحسب رتبة الحديد $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ ، وحسب رتبة الخرسانة $f_{co} = 50 \text{ kg/cm}^2$ وبفرض قطاع الخازوق مربع $b \times b$

$$\text{وبفرض نسبة حديد التسليح } \mu \% = \frac{A_s}{A_c} \times 100 = 2 \%$$

$$\therefore 60 \times 10^3 = b^2 \times 50 + 0.44 \times 2800 \times \frac{2}{100} \times b^2 \\ = b^2 [50 + 24.64] \\ \rightarrow b^2 = 669.9 \text{ cm}^2 \rightarrow b = 28.35 \text{ cm}$$

وبإضافة سمك الغطاء الخرساني

take Pile $40 \times 40 \text{ cm}$

$$\therefore A_s = \frac{2}{100} \times 40 \times 40 = 32 \text{ cm}^2 \rightarrow 12 \phi 19 \text{ mm}$$

∴ الحديد الطولى للخازوق هو $12 \phi 19 \text{ مم}$

التحقق من الإجهادات المتولدة في الخازوق نتيجة للمناولة والرفع:

$$\text{وزن الخازوق} = 0.4 \times 0.4 \times 1.0 \times 2.5 = 0.4 \text{ طن/م}$$

بالنسبة للمناولة:

يتم كما هو بالشكل حيث أقصى عزم انحناء متولد هو ٢,٢٥ طن.م

∴ القطع معروف ٤٠ × ٤٠ سم والحديد

موزع على كامل المحيط بالتساوي

$$\alpha = 1.0 \quad \therefore$$

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

∴ حسب رتبة الخرسانة تؤخذ

$$k_1 = 0.193 \quad , \quad k_2 = 1215$$

$$\therefore d = 0.193 \sqrt{\frac{2.25 \times 10^5}{40}} = 14 \text{ cm}$$

$$< 36 \text{ cm} \quad (\text{o.k}) \quad \text{safe}$$

$$A_s = \frac{2.25 \times 10^5}{1215 \times 36} = 5.14 \text{ cm}^2 = 2 \phi 19 \quad (\text{o.k}) \quad \text{safe}$$

وهي كمية الحديد الموجودة على ضلع من الأضلاع بفرض أن الحديد موزع بالتساوي على كامل المحيط.

بالنسبة للرفع:

يكون كما هو مبين بالشكل

$$M_{\max} = \frac{w \ell^2}{18} = \frac{0.4 \times (15)^2}{18} = 5.0 \text{ m.t}$$

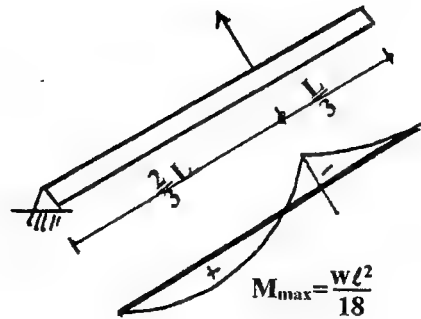
$$\therefore d = 0.193 \sqrt{\frac{5 \times 10^5}{40}} = 21.6 \text{ cm}$$

$$< 40 \text{ cm} \quad (\text{o.k}) \quad \text{safe}$$

$$A_s = \frac{5 \times 10^5}{1215 \times 36} = 11.43 \text{ cm}^2$$

$$= 4 \phi 19$$

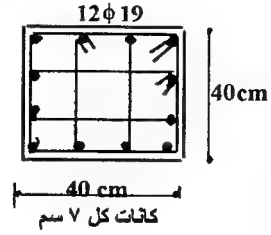
$$\text{o.k} \quad \text{safe}$$



∴ يؤخذ الحديد ٤ ϕ ١٩ من كل جانب وكما هو موضح بالقطع التالي

بالنسبة للكانات:

يجب تكثيف الكانات في كل من الجزء العلوى والسفلى للخازوق بارتفاع ١,٢٥٠ متر وذلك بأخذ حجمها يعادل ٠,٦ % من حجم الخرسانة.



وبفرض أن الكانات هي كما هو مبين وقطرها ٦ مم

∴ حجم طبقة واحدة من الكانات = طولها × مساحة مقطع الكانة = ٨ أفرع

$$\times 32 \text{ سم طول} \times 0,283 = 72,35 \text{ سم}^3$$

حجم الخرسانة = مساحة القطاع الخرساني × ١,٠٠ متر

$$= 100 \times 40 \times 40 = 160,000 \text{ سم}^3$$

∴ عدد الطبقات / م = $\frac{\text{حجم الخرسانة/حجم الطبقة الواحدة} \times 0,6}{100} =$

$$= \frac{160,000 \times 0,6}{72,35} = 13,26 \text{ صف}$$

∴ تقسيط الكانات يؤخذ = $\frac{100}{13,26} = 7,54 \text{ سم يؤخذ } 7 \text{ سم}$

أى أن الكانات في الجزء العلوى والسفلى (١,٢٥ م) من الخازوق تؤخذ $\phi 6$ مم كل ٧ سم وبثمانية أفرع كما هو مبين.

أما بالنسبة للجزء الأوسط وهو بطول ١٢,٠٠ متر فتؤخذ الكانات بحجم ٠,٢٥

% من حجم الخرسانة أى بتقسيط يساوى $\frac{0,6}{0,25} \times 7,00 = 16,8 \text{ سم أى}$

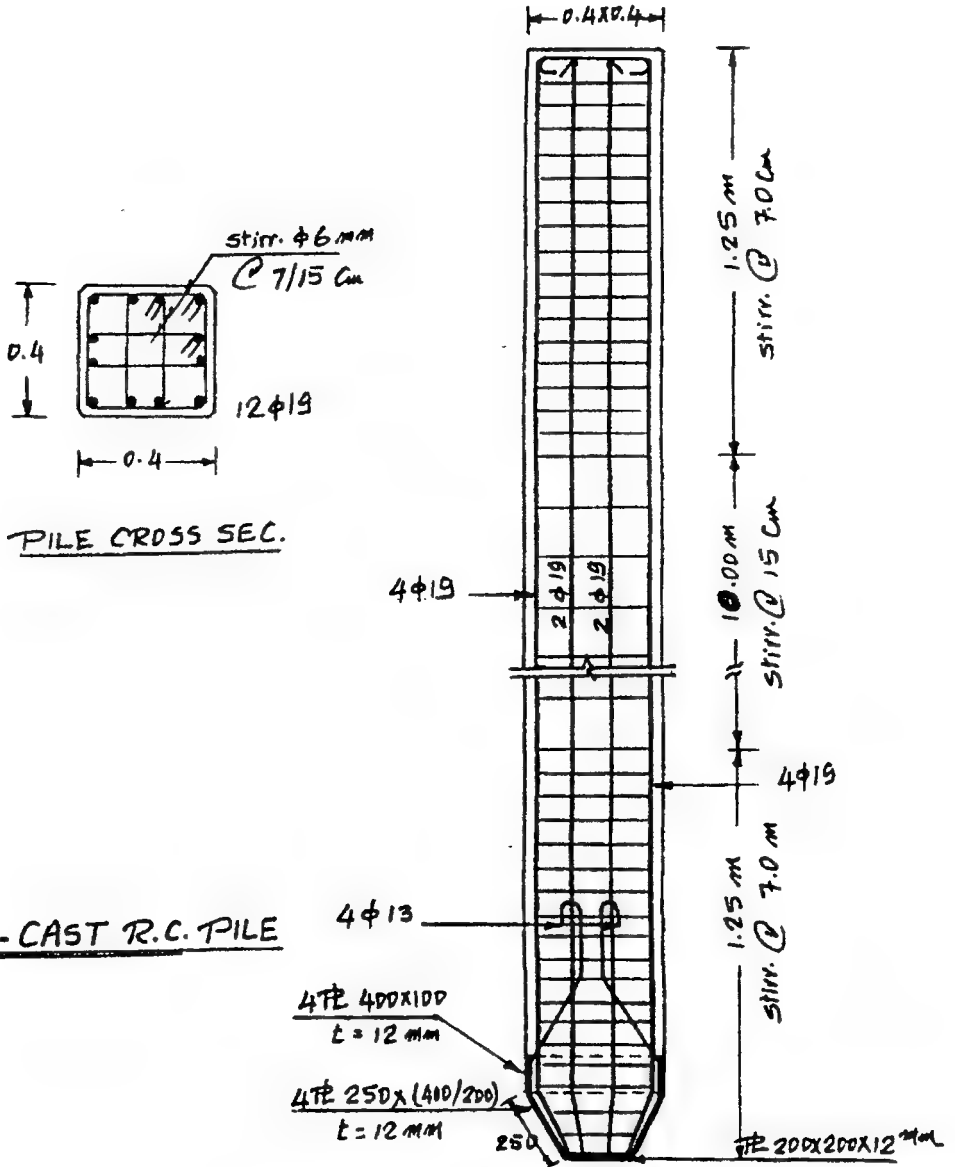
تؤخذ كل ١٥,٠٠ سم وكما هو مبين بالشكل (١٢-٧٧).

ملحوظة:

تم عمل كعب من الصلب للخازوق فى أسفله مكون من مجموعة ألواح من

الصلب بالأشكال والأبعاد المبينة بالشكل (١٢-٧٤).

DEEP FOUNDATION



شكل (١٢-٧٤) الخازوق في المثال رقم (١)

مثال رقم (٢):

أثناء دق الخوازيق سابقة التجهيز المعطاة بالمثال رقم (١) السابق كان الامتناع المتوسط للدقات العشر الأخيرة هو ٦ مم وكانت المطرقة المستخدمة بخارية وزنها ٣,٠٠ طن وسقوطها ١٨ بوصة. المطلوب حساب قدرة تحمل الخازوق باستخدام الصيغة الديناميكية لهايلى مع فرض (E) للخرسانة = ٢٠٠ طن/سم^٢.

الحل:

معادلة هايلى هي :

$$R_u = \frac{W \cdot h \cdot \eta}{S + \frac{C}{2}}$$

حيث (W) = وزن المطرقة بالكيلو جرام = ٣٠٠٠ كجم

(h) = الارتفاع المؤثر لسقوط المطرقة بالمليمتر = ١٨ × ٢٥,٤ = ٤٥٧,٢ مم

(η) = كفاءة الدق وهو معامل يتوقف على نسبة $\frac{\text{وزن الخازوق}}{\text{وزن المطرقة}}$ ومعامل الارتداد

$$\frac{P}{W} = ٠,٢٠ = \frac{١٥ \times ٠,٤}{٣,٠٠} = \frac{\text{وزن الخازوق (e)}}{\text{وزن المطرقة}}$$

(e) = معامل الارتداد يتوقف على نوع الخازوق ونوع رأس الخازوق أثناء الدق

وبفرض أن الدق مباشرة على الخازوق باستخدام وسادة فقط والمطرقة بخارية ثنائية

التشغيل إذن من الجدول () $e = 0.5 \leftarrow$ ومن قيمة (e)، النسبة $\left(\frac{P}{W}\right) = ٠,٢$

∴ قيمة (η) = ٠,٧٥ (من المنحنى والشكل رقم).

(S) = مقدار الاختراق للخازوق لكل دقة بالمليمتر = ١٠ / ٦ = ٠,٦ مم

(C) = مجموع الانضغاط المؤقت $(C_c + C_p + C_q)$ بالمليمتر

حيث (C_c) = مقدار الانضغاط المؤقت للوسادة وهو يتوقف على جهد الدق $\frac{W}{A_{rea}}$

ونوع الخازوق خشبي أو خرساني ، (C_p) مقدار الانضغاط المؤقت للخازوق (مم) ،

(C_q) مقدار الانضغاط المؤقت للتربة وهذه القيم يتم إيجادها من الأشكال (١٢-٢١) ،

(١٢-٢٢) ، (٢٧-١٢) حسب قيمة جهد الدق $\frac{W}{A_{rea}}$

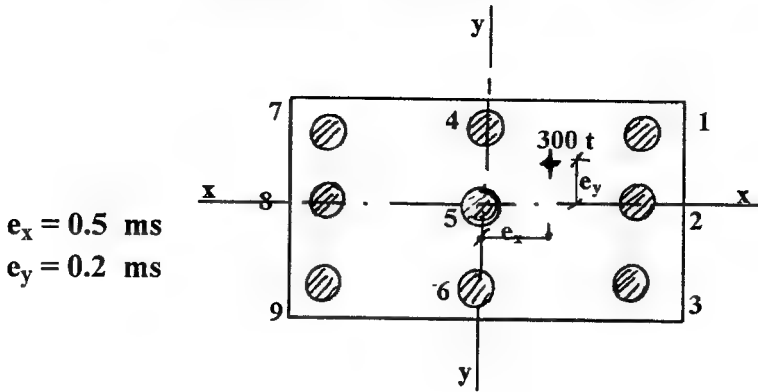
∴ $C_q = ١,٢٥$ مم ، $C_p = ٠,٤$ سم ، $C_c = ٠,٥$ سم

$$\therefore C = C_c + C_p + C_q = 1.25 + 4.0 + 5.0 = 10.25 \text{ ms}$$

$$\therefore R_u = \frac{3000 \times 457.2 \times 0.75}{0.6 + \frac{10.25}{2}} = 94811 \text{ kg} = 94.8 \text{ t}$$

مثال رقم (٣):

لمجموعة خوازيق مكونة من تسعة خوازيق ذات تقسيط ١,٢٠ م فى الاتجاهين ويؤثر عليها حمل غير مركزى من عامود قدره ٣٠٠ طن بانحراف فى اتجاه محور (x) يعادل ٠,٥ م وفى اتجاه محور (y) = ٠,٢٠ متر وكما هو مبين بالشكل التالى. المطلوب حساب قيمة الحمل الواقع على كل خازوق على حدة - شكل (١٢-٧٥)



شكل (١٢-٧٥)

الحل:

يتم فرض أن الأحمال المنقولة من العمود إلى الخوازيق تنقل وتتناسب مع بعدها عن مركز ثقل المجموعة وعليه فإن :

$$R_i = P_{vi} = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot x_i \pm \frac{M_x}{I_x} \cdot y_i$$

$$V = 300 \text{ t}$$

$$M_y = V \cdot e_x = 300 \times 0.5 = 150 \text{ m.t}$$

$$M_x = V \cdot e_y = 300 \times 0.2 = 60 \text{ m.t}$$

وعليه فإنه يمكن جدولة النتائج كالتالى :

$$\frac{V}{n} = \frac{300}{9} = 33.3 \text{ (t)}$$

$$I_y = I_x = \text{عدد ستة خوازيق} \times \text{مربع البعد} = 6 \times (1.2)^2 = 8.64 \text{ m}^4$$

$$\frac{M_y}{I_y} = \frac{150}{8.64} = 17.36 \text{ t/m}^3, \quad \frac{M_x}{I_x} = \frac{60}{8.64} = 6.94 \text{ t/m}^3$$

رقم الخازوق (i)	$\frac{V}{n}$	x_i ms	y_i (ms)	$\frac{M_y}{I_y} \cdot y_i$	$\frac{M_x}{I_x} \cdot y_i$	$R_i = P_{vi}$
1	33.3	+ 1.2	+ 1.2	20.82	8.328	64.45
2	33.3	+ 1.2	0	20.82	0	54.13
3	33.3	+ 1.2	- 1.2	20.82	- 8.328	45.79
4	33.3	0	+ 1.2	0	+ 8.328	41.63
5	33.3	0	0	0	0	33.30
6	33.3	0	- 1.2	0	- 8.328	24.97
7	33.3	- 1.2	+ 1.2	- 20.82	+ 8.328	20.81
8	33.3	- 1.2	0	- 20.82	0	12.48
9	33.3	- 1.2	- 1.2	- 20.82	- 8.328	4.15
						$\Sigma = 300 \text{ t}$

مثال رقم (٤):

المطلوب تصميم وسادة (هامة) خرسانية مسلحة لخمسة خوازيق موزعة على شكل خماسي بتقسيم قدره ١,١٠ متر بين محاور الخوازيق مع العلم بأن حمل العمود المنقول إلى الهامة يعادل ٢٥٠ طن وقطاع العمود ٥٥ × ٥٥ سم وبتسليح ١٦ φ ٢٢ مم وأن قطر الخازوق هو ٤٠ سم وتسليحه ٦ φ ١٦ مم.

الحل:

يتم تصميم الوسادة بطريقة التحزيم وعليه يتم التصميم باتباع الآتى :

١- بالنسبة لعمق الوسادة:

العمق المناسب لفي لمتطلبات كل من القص الثاقب للعمود ومتطلبات نسبة العمق إلى حجم الوسادة أو بقيمة الزاوية (α) [ميل الخط الواصل من العمود إلى رأس الخازوق] وأقل عمق للوسادة.

- الحد الأدنى لعمق الوسادة = ٤٠ مرة قطر تسليح الخازوق

$$= 1,6 \times 40 = 64 \text{ سم}$$

٢ - بالنسبة لحديد تسليح التحزيم:

∴ قوة الشد الموجودة في حديد التسليح اللازم للتحزيم (T_s) يعادل :

$$T_s = \frac{T}{2 \cos (B/2)} = \frac{P}{2 \tan \alpha \cos B/2} = C P \quad *$$

حيث (P) : هو الحمل الواقع على الخازوق الواحد ٥٠ طن ، (B) هي قيمة الزاوية المبينة بالرسم وهي تتوقف على عدد الخوازيق ($n = 5 \rightarrow B = 108^\circ$) ، (C) ثابت يتوقف على قيمة كل من الزاوية (α) ، عدد الخوازيق في الهامة حيث من الجدول (١٢-١٩) فإن :

$$C = 0.853$$

$$\therefore T_s = 0.853 \times 50 = 42.65 \text{ (t)}$$

وعليه فإن مساحة حديد تسليح التحزيم (A_s) تساوى :

$$A_s = \frac{T_s}{f_s} = \frac{42.65}{2.000} = 21.325 \text{ cm}^2 = 3 \phi 30 \text{ mm}$$

وذلك باختيار حديد تسليح عالى المقاومة جهده المسموح به $f_s = 2.0 \text{ t/cm}^2$.

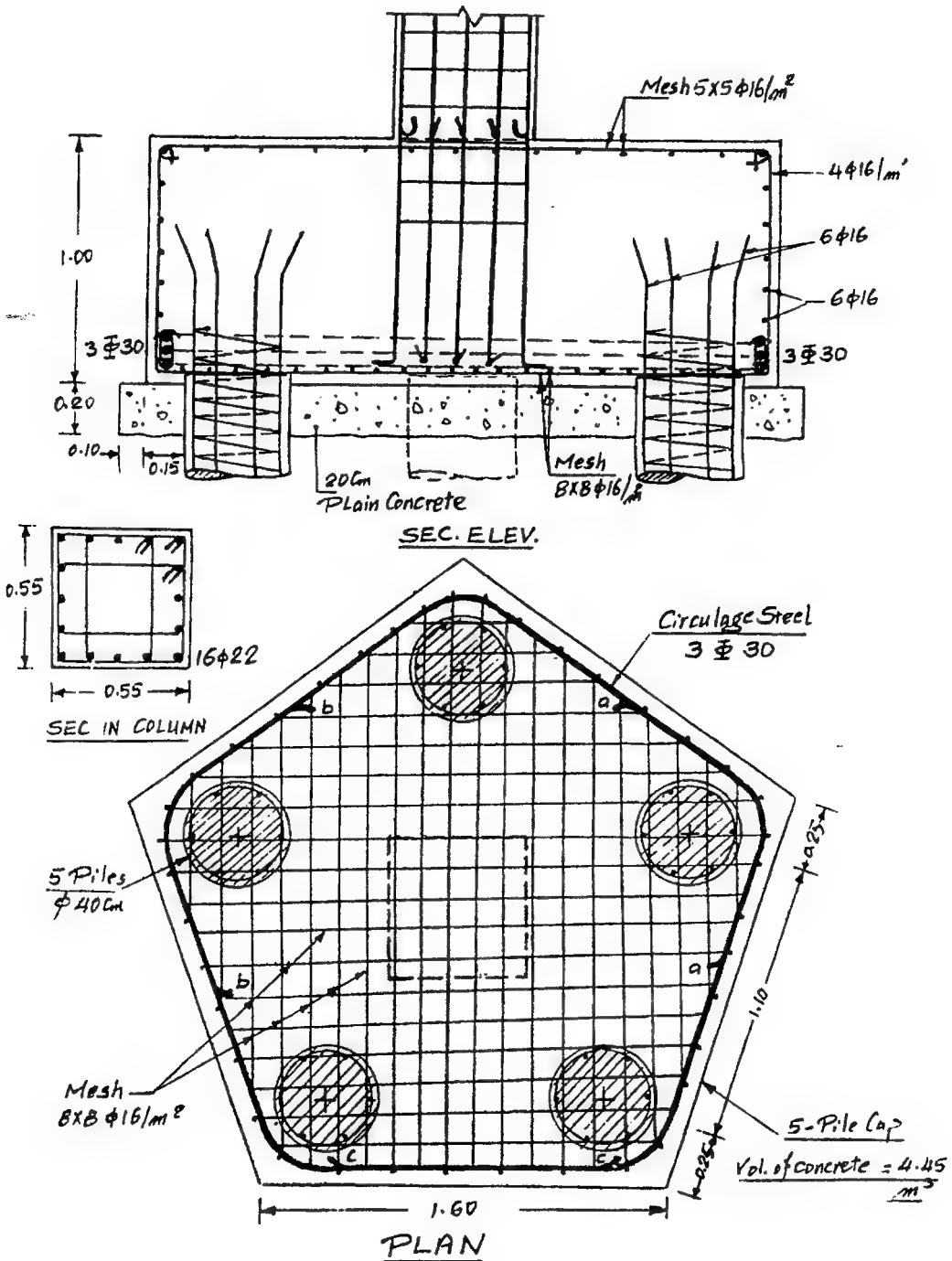
• هذا ويجب تزويد باقى سمك الهامة بعدد من الأسياخ على كامل السمك يقدر بثلاث قيمة حديد التحزيم ($\frac{A_s}{3}$) يوزع على المحيط (موازي لحديد التحزيم) وذلك لمقاومة قوى الشد المتولدة من سريان القوى إلى الخوازيق خلال مسارها عبر الوسادة.

$$\therefore A_{s \text{ add}} = \frac{21.325}{2} = 10.66 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 16 \text{ mm}$$

• كما يتم وضع حديد أفقى فى صورة شبكة من الحديد تقدر مساحتها بـ ١٥% من مساحة الخرسانة وذلك على جوانب الهامة أى بقيمة قدرها ١٥,٠٠ سم^٢/م بواقع ٨ ϕ ١٦ م/م أى أربعة أسياخ (٤ ϕ ١٦ م/م) لكل متر على كل جانب. هذا مع وضع حديد تسليح علوى قدره ١,٠% من مساحة الخرسانة وهى تعادل ١٠ سم^٢/م بواقع ٥ ϕ ١٦ م/م فى كل اتجاه.

- كيفية ترتيب ووضع حديد التسليح - أنظر الشكل (١٢-٧٧).

DEEP FOUNDATION



شكل (٧٧-١٢)

مثال رقم (٥):

المطلوب تصميم وسادة ثنائية الخوازيق لعمود يحمل حملاً قدره ١٠٠ طن وذلك باستخدام طريقة التحزيم مرة وطريقة الكمرة الصلبة مرة أخرى - إذا علم أن الخوازيق قطرها ٤٠ سم وتسليحها ٦ φ ١٦ مم وأن المسافة بين الخوازيق هي ١,١٠ متر والعمود قطاعه ٤٠ × ٤٠ سم وبسليح ٨ φ ١٦ مم.

الحل:

i - باستخدام طريقة التحزيم:

- أقل عمق لحديد تسليح الخازوق = ٤٠ مرة قطر حديد تسليح الخازوق = ١,٦ × ٤٠ = ٦٤ سم
- العمق اللازم لمقاومة القص الثاقب للعمود

$$d_p = \frac{P_{col}}{\Sigma q_{b\ all}}$$

$$\begin{aligned} \Sigma q &= 2 [b_c + \ell_c + 1.33 d_p] \\ &= 2 [40 + 40 + 1.33 d_p] \\ &= 160 + 2 d_p \text{ (cm)} \end{aligned}$$

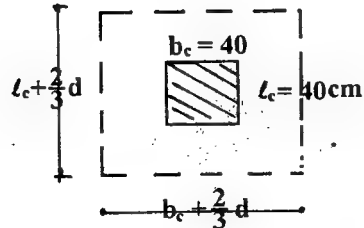
$$\therefore d_p = \frac{100000}{[160 + 2.66 d_p] \times 10}$$

$$\therefore 10000 = 160 d_p + 2.66 d_p^2$$

$$\therefore d_p^2 + 68.67 d_p - 3759 = 0$$

$$\therefore d_p = \frac{-68.67 \pm \frac{1}{2} \sqrt{(68.67)^2 + 4 \times 3759}}{2} = -34.33 + 70.27 = 35.94 \text{ cm}$$

العمق اللازم لتوزيع الخوازيق

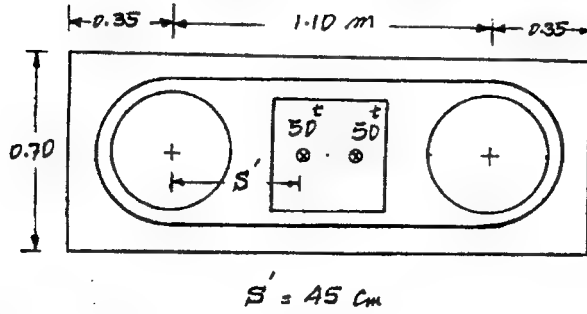


$$\begin{aligned} S' &= \frac{1}{2} \left[S - \frac{\ell_c}{2} \right] \\ &= \frac{1}{2} \left(110 - \frac{40}{2} \right) = 45 \text{ cm} \end{aligned}$$

وطبقاً للكروكي التالي بفرض أن حافة الهامة على بُعد ١٥ سم من جوانب الخوازيق

$$\therefore \text{طول الهامة يصبح } [S + \phi_{pile} + 30 \text{ cm}] \text{ أي } 30 + 40 + 110 = 180 \text{ سم}$$

عرض الهامة يصبح $[\phi_{pile} + 30 \text{ cm}]$ أى $30 + 40 = 70$ سم



فى هذه الحالة إما يتم إيجاد العمق اللازم للهامة بحيث الزاوية (α) تكون محصورة بين 45° ، 60° أو يتم فرض العمق الخاص بالهامة ويتم التحقق من أن الزاوية (α) تنحصر بين 45° ، 60° وعليه فإنه بفرض عمق الهامة يعادل 80 سم.

$$\therefore d = 80 - 10 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$$

$$d' = \frac{8}{9}d = \frac{8}{9} \times 70 = \frac{560}{9} = 62.2 \text{ cm}$$

$$\therefore \tan \alpha = \frac{d'}{S'} = \frac{62.2}{45} = 1.382 \rightarrow \alpha = 54.1^\circ < 60^\circ \text{ (o.k.)}$$

أى أن الغرض $(h = 80 \text{ cm})$ لعمق الهامة آمن.

وعليه يتم إيجاد حديد التسليح كالتالى :

$$\therefore T = \frac{P_{pile}}{\tan \alpha} = \frac{50}{1.382} = 36.2 \text{ tan}$$

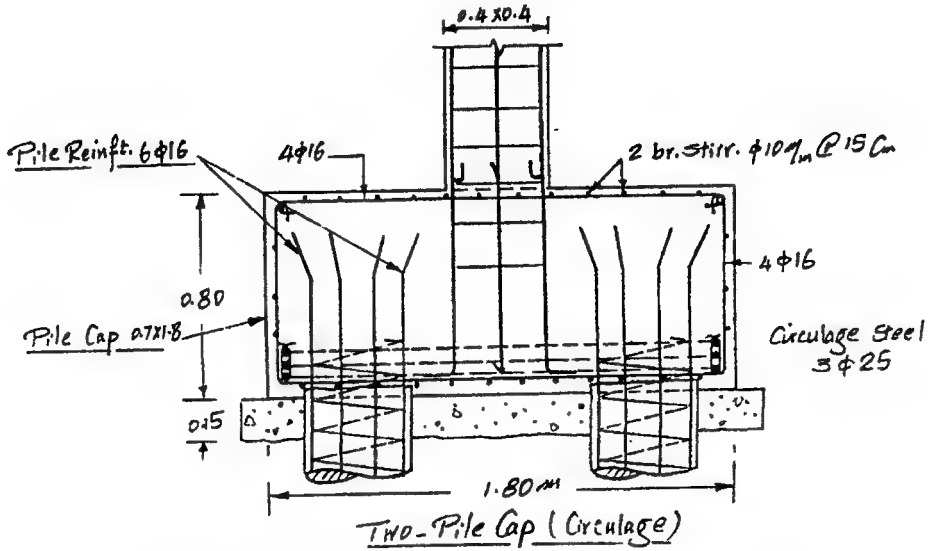
$$\therefore T_s = \frac{T}{2 \cos B/2} \text{ (t)}$$

$$\cos \frac{B}{2} = 1 \quad , \quad B/2 = 0 \quad \text{إذن} \quad n = 2 \quad \text{وحيث أن}$$

$$\therefore T_s = \frac{36.2}{2 \times 1} = 18.1 \text{ (t)}$$

$$A_s = \frac{18.1}{f_s} = \frac{18.1}{1.4} = 12.93 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 25$$

ويبين الشكل (١٢-٧٨) التالى كروكى لوضع حديد التسليح الرئيسى والحديد الجانبى باستخدام هذا النظام من التسليح.



شكل (٧٨-١٢) تسليح هامة خازوقين باستخدام طريقة التحزيم

ii - باستخدام طريقة الكمرة الجاسئة:

• بفرض الشكل (٧٩-١٢) التالي يتم توزيع الأحمال وذلك على الخط المار

بمنتصف ارتفاع الهامة حيث توزيع حمل العمود يعادل

$$\begin{aligned} \text{حمل العمود} &= \frac{100,000 \text{ طن}}{(\ell_c + d)} = \frac{\text{الطول الموزع عليه}}{\text{حمل الخازوق}} \\ &= \frac{100,000 \text{ طن}}{0.4 + 0.15} = \frac{100,000 \text{ طن}}{0.55} = 181,818 \text{ طن} \end{aligned}$$

حيث (d) هو عمق الهامة وهو يعادل ٤٠ مرة قطر حديد تسليح الخازوق = ٤٠

$\times 1.6 = 64$ سم وعليه يتم أخذ عمق الهامة يعادل ٧٠ سم فرضاً إذن توزيع

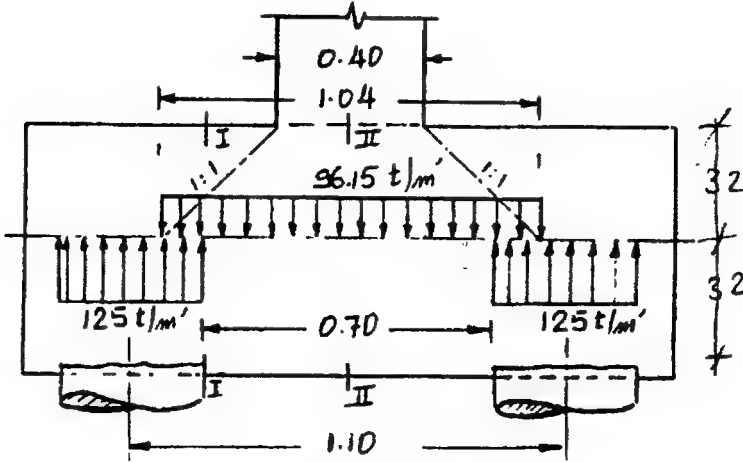
$$\text{حمل العمود يعادل} = \frac{100,000 \text{ طن}}{0.4 + 0.64} = \frac{100,000 \text{ طن}}{1.04} = 96,154 \text{ طن/م}$$

وباعتبار الهامة كمرة معرضة إلى هذه الأحمال الموزعة وبالأطوال المبينة فإنه

يمكن حساب أقصى عزوم انحناء وأقصى قوى قاصة لهذه الكمرة

∴ أقصى عزم انحناء عند المنتصف والقطاع (II-II) يعادل :

$$\therefore M_{\max} = 50 \times 0.55 - 50 \times \frac{1.04}{4} = 14.5 \text{ m.t}$$



شكل (١٢-٧٩)

أقصى قوة قاصة عند القطاع (I-I) على وجه الخازوق

$$\therefore Q_{\max} = 50 - 0.17 \times 96.15 = 33.65 \text{ t}$$

$$\therefore d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}}$$

حيث (b) هو عرض الهامة الفعال وهو يساوى قطر الخازوق + الغطاء
الخرسانى = ٤٠ + ٢ × ١٠ = ٦٠ سم

$$\therefore d_m = 0.28 \sqrt{\frac{14.5 \times 10^5}{60}} = 43.5 \text{ cm}$$

$$\therefore d_{sh} = \frac{33.65 \times 10^3}{0.87 \times 60 \times 5} = 128.9 \text{ cm} \gg \gg \text{ too big}$$

وهذا العمق كبير أكثر من اللازم وعليه يتم استخدام العمق المفروض وهو ٧٠ سم.

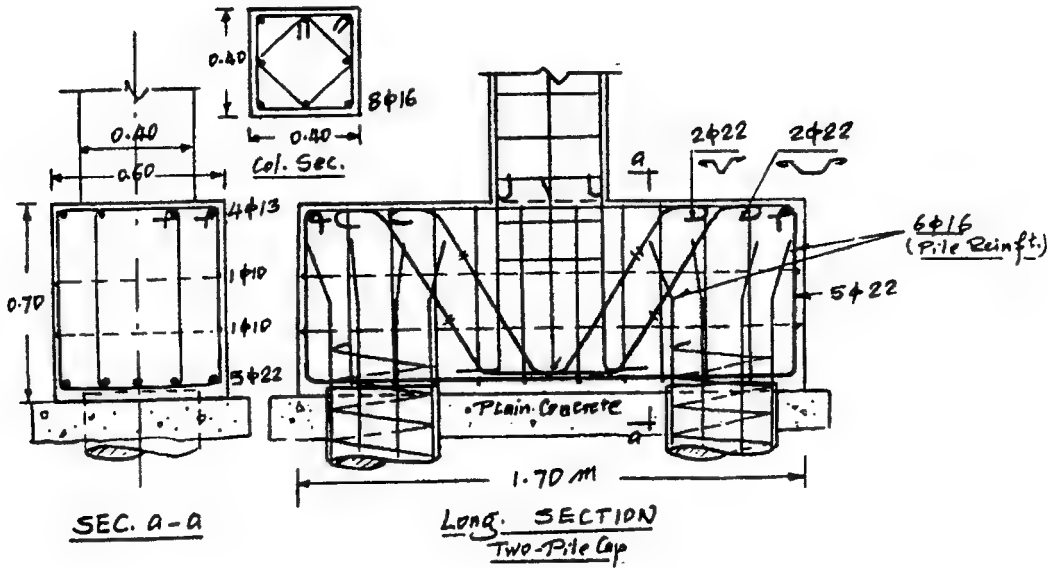
$$\text{i.e. } d_{act} = 63 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{act}} = \frac{14.5 \times 10^5}{1217 \times 63} = 18.91 \text{ cm}^2 \text{ (5 } \phi 22 \text{ mm)}$$

التحقق من إجهادات القص

$$\therefore q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{0.87 b d_{act}} = \frac{33.65 \times 10^3}{0.87 \times 60 \times 63} = 10.23 \text{ kg/cm}^2 > q_1 \text{ \& } < q_2$$

وهي أكبر من قيمة (q_1) وأقل من قيمة (q_2). ∴ يلزم استخدام حديد شد قطري وكنات لمقاومة هذا الإجهاد وعليه يتم استخدام كانة بأربعة أفرع قطر ١٣ مم كل ١٥ سم مع ٤ أسياخ $\phi 22$ مكسحة على زاوية ٦٠ وكما هو مبين بالكروكي التالى شكل (١٢-٨٠).



شكل (١٢-٨٠) قطاع وتسليح الهامة باستخدام طريقة الكمره الجاسئة

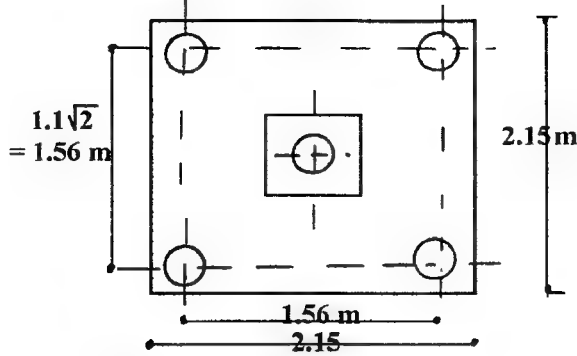
مثال رقم (٦):

المطلوب تصميم وسادة مربعة تحمل عموداً مربعاً قطاعه 55×55 سم وبتسليح $12 \phi 22$ مم ويحمل حملاً محورياً قدره ٢٥ طن ومركزة على خمسة خوازيق تقسيطها ١,١٠ م من المحور إلى المحور. إذا علم أن الخوازيق بقطر ٤٠ سم وذات تسليح $6 \phi 16$ مم. قارن بين حجم وتسليح الوسادة المربعة والوسادة الخماسية للمثال رقم (٤) السابق.

الحل:

يبين الكروكي التالى شكل (١٢-٨١) مسقط أفقى للوسادة المربعة ذات خمسة خوازيق حيث المسافة بينها هي ١,١٠ م وبالتالي فإن أبعاد هذه الوسادة هو (٤).

$$\ell = 1.1 \sqrt{2} + \phi_{\text{pile}} + 20 \text{ cm} = 1.56 + 40 + 20 \cong 215 \text{ cm}$$



شكل (١٢-٨١)

• يتم حل الوسادة باستخدام طريقة الكمرة الجاسنة.

• يتم حساب سمك القاعدة أو الهامة لمقاومة إجهادات القص الثاقب حيث :

$$Q_{\max p} = \text{حمل العمود} - \text{حمل الخازوق أسفله} = 250 - 50 = 200 \text{ t}$$

أى أن الحمل المسبب للقص الثاقب يعادل ٢٠٠ طن

والعمق المناظر لمقاومة القص الثاقب

$$d_p = \frac{Q_{\max p}}{\Sigma q_p}$$

$$\Sigma q_p = 4 \left(b_c + \frac{2}{3} d_p \right) = 4 \left(55 + \frac{2}{3} d_p \right) \text{ cm}$$

$$\therefore d_p = \frac{200 \times 10^3}{4 \left(55 + \frac{2}{3} d_p \right) \times 10}$$

$$\therefore 5000 = 55 d_p + \frac{2}{3} d_p^2$$

$$\therefore d_p^2 + 82.5 d_p - 7500 = 0$$

$$\therefore d_p = \frac{-82.5}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(82.5)^2 + 4 \times 7500} = -41.25 \pm 95.92 = 54.67 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow t \cong 15 d_p = 80 \text{ cm} \longrightarrow d_{\text{act}} = 74 \text{ cm}$$

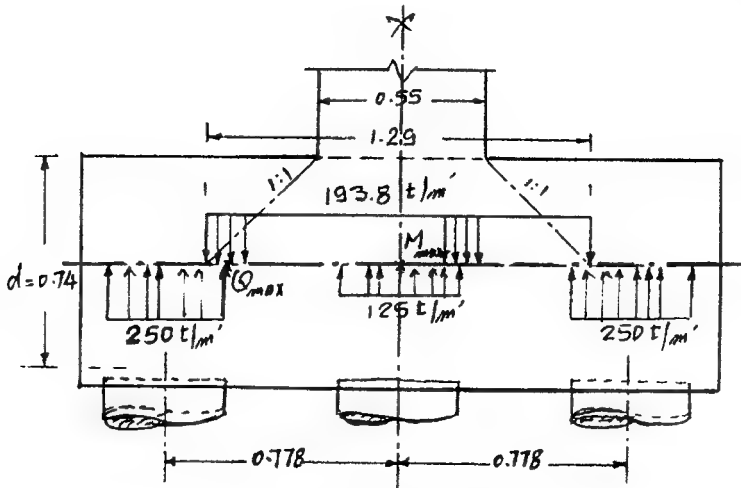
• وباستخدام طريقة الكمرة الجاسنة إذن حمل العمود سوف يوزع على كمرة طولها

يعادل [عرض العمود + d_{act}] أى على طول ٥٥ + ٧٤ = ١٢٩ سم ℓ .

∴ قيمة الحمل الموزع من العمود على هذه الكمرة يعادل :

$$w = \frac{250}{\ell} = \frac{250}{1.29} = 193.8 \text{ t/m}$$

وبفرض هذه الكمرة التي عليها حمل يعادل ١٩٣,٨ طن/م ترتكز على ثلاثة خوازيق الأوسط منها معرض لحمل قدره ٥٠ طن فقط موزع على طول خازوق واحد (٤٠ سم) وهو الأوسط أى بحمل موزع قدره ٥٠/٠,٤ = ١٢٥ طن/م والخازوقين الطرفيين كل منهما عليه (٢ × ٥٠) = ١٠٠ طن موزع على طول الخازوق (قطره) وهو ٤٠ سم أى بحمل موزع قدره ١٠٠/٠,٤ = ٢٥٠ طن/م وكما هو مبين بالشكل (١٢-٨٢) التالى الذى يبين الكمرة الجاسئة ومنحنى توزيع الأحمال عليها.



Loading Diagram

شكل (١٢-٨٢) منحنى توزيع الأحمال على الكمرة الجاسئة

- وبدلالة منحنى توزيع الأحمال السابق يمكن إيجاد القوى الداخلية المتولدة فى هذه الكمرة وذلك بحساب أقصى قوى قاصة وأقصى عزم انحناء معرضة له هذه الكمرة.

$$Q_{\max} = 250 \times 0.4 - 193.8 \left[\frac{1.29}{2} - 0.578 \right] = 87.0 \text{ (t)}$$

$$M_{\max} = 250 \times 0.4 \times 0.778 + 125 \times 0.2 \times 0.1 - 193.8 \left(\frac{1.29}{2} \right)^2 / 2$$

$$= 77.8 + 2.5 - 40.3 = 40.0 \text{ m.t}$$

- يتم حساب الأعماق اللازمة لمقاومة كل من أقصى قوة قاصة وأقصى عزم انحناء.

$$\text{i.e. } d_{sh} = \frac{Q_{max}}{0.87 b \times q_{all}} = \frac{87 \times 10^3}{0.87 \times 215 \times 6} = 77.5 \text{ cm}$$

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 0.28 \sqrt{\frac{40 \times 10^5}{215}} = 38.2 \text{ cm}$$

$$\text{take } d = 77.5 \text{ cm} \rightarrow t = 85 \text{ cm} \rightarrow d_{act} = 78 \text{ cm}$$

يتم حساب مساحة حديد التسليح اللازمة لمقاومة عزم الانحناء.

$$\therefore A_s = \frac{M_{max}}{k_2 d_{act}} = \frac{40 \times 10^5}{1217 \times 78} = 42.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 15 \phi 19 \text{ m}$$

وذلك لشريحة في الاتجاه الطولى.

يتم اتباع نفس طريقة التحليل لشريحة في الاتجاه العرضى وهى نفس الشريحة

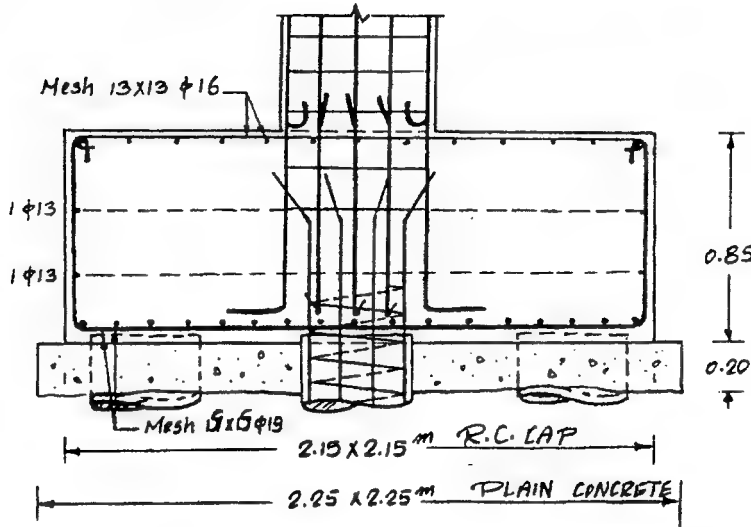
∴ يتم أخذ العمق $t = 85 \text{ cm}$ وحديد التسليح يعادل $15 \phi 19$ فى الاتجاهين

العرضى والطولى للوسادة.

يتم أخذ حديد علوى يعادل $13 \phi 16$ فى الاتجاهين أيضاً بجانب حديد جانبي

$12 \phi 13$ مم وكما هو مبين بالشكل (١٢-٨٣) مع وضع خرسانة عادية نظامه

سمك ١٠ سم أسفل هذه الهامة وبروز ٥ سم من الجهتين.



SEC. ELEVATION 5-PILE LAP

Vol. of Concrete = 3.93 m³

شكل (١٢-٨٣)

- مقارنة لطريقتي الحل باستخدام التصميم بطريقة التحزيم وطريقة الكمرية الجاسئة:

- بمقارنة طريقتي الحل في الأمثلة السابقة تتبين الملاحظات التالية :
- ١- طريقة التحزيم تعطى أعماق وأسماك كبيرة للوسائد وهذا يعنى حجم خرسانة مسلحة كبير نسبياً وخاصة إذا كان عدد الخوازيق أكبر من أربعة.
 - ٢- طريقة الكمرية الجاسئة تعطى نسبة حديد تسليح بالنسبة للخرسانة أكبر بالمقارنة بتلك النسبة المناظرة لطريقة التحزيم.
 - ٣- يوصى باستخدام طريقة التحزيم للهوامات ذات الخازوقين أو الثلاثة أو الأربعة خوازيق بينما يوصى باستخدام طريقة الكمرية الجاسئة للهوامات ذات الخوازيق أكبر من ذلك (أكبر من أربعة خوازيق).

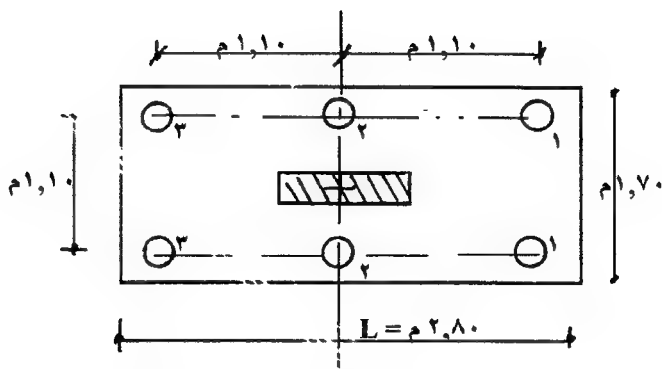
مثال رقم (٧):

المطلوب تصميم وسادة خرسانية مسلحة مستطيلة الشكل لستة خوازيق ذات تقسيط ١,١٠ متر بين المحاور وتحمل حملاً رأسياً محورياً قدره ١٨٠ طن بجانب عزماً متردداً مقداره ٤٤ طن.م. إذا علم أن العمود ذو قطاع ٥٠ × ١٠٠ سم ومسلح بـ ٨ ϕ ٢٥ لكل جانب، قطر الخازوق ٤٠ سم وتسليحه ٦ ϕ ١٦ مم.

الحل:

- حيث أن الهامة معرضة إلى حمل محوري قدره ١٨٠ طن وعزم متردد $M = 44 \text{ m.t}$ إذن يتم استخدام طريقة الكمرية الجاسئة في تصميمها.
- يبين الكروكي التالى مسقطاً أفقياً للوسادة المستطيلة ذات ستة خوازيق حيث طولها يعادل $[0,2 + 0,4 + 1,10 \times 2] = 2,8 \text{ م}$ وعرضها يعادل $[0,2 + 0,4 + 1,10] = 1,70 \text{ م}$.
- من تماثل الشكل والخوازيق بالنسبة للهامة يتم حساب قيم ردود الأفعال والأحمال الواقعة على هذه الخوازيق وهى أرقام (١) ، (٢) ، (٣) المبينة بالكروكي التالى شكل (١٢-٨٤) وعليه فإن :

$$I_y \text{ for piles} = 4 \times (1.1)^2 = 4.84 \text{ m}^2$$



شكل (١٢-٨٤)

وعليه فإن الحمل الواقع على كل خازوق يتم حسابه من المعادلة :

$$R_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y}{I_y} \cdot x_i$$

$$R_1 = \frac{180}{6} + \frac{44}{4.84} \times (-1.1) = 20 \text{ t} \quad \therefore \text{الحمل الواقع على الخازوق رقم (١)}$$

$$R_2 = \frac{180}{6} + \frac{44}{4.84} \times (0) = 30 \text{ t} \quad = \text{الحمل الواقع على الخازوق رقم (٢)}$$

$$R_3 = \frac{180}{6} + \frac{44}{4.84} \times (1.1) = 40 \text{ t} \quad = \text{الحمل الواقع على الخازوق رقم (٣)}$$

• بالنسبة للاتجاه الطولي الهامة:

• يتم توزيع هذه الأحمال على الكمرات الجاسئة من أسفل إلى أعلى كالاتى :

$$P_1 = \frac{2 \times 20}{0.4} = 100 \text{ t/m} \quad \text{بالنسبة للخوازيق الخارجية (١)}$$

$$P_2 = \frac{2 \times 30}{0.4} = 150 \text{ t/m} \quad \text{بالنسبة للخوازيق الوسطى (٢)}$$

$$P_3 = \frac{2 \times 40}{0.4} = 200 \text{ t/m} \quad \text{بالنسبة للخوازيق الخارجية (٣)}$$

• يتم توزيع حمل العمود على الكمرات الجاسئة من أعلى إلى أسفل كالاتى

وبفرض أن ارتفاع الهامة الفعال $d=80 \text{ cm}$ إذن ارتفاعها الكلى $h=90 \text{ cm}$

وعليه يكون الطول الذى سوف يوزع عليه حمل العمود يعادل (طول

العمود + عمق الهامة الفعال) أى $100 \text{ سم} + 80 \text{ سم} = 180 \text{ سم}$

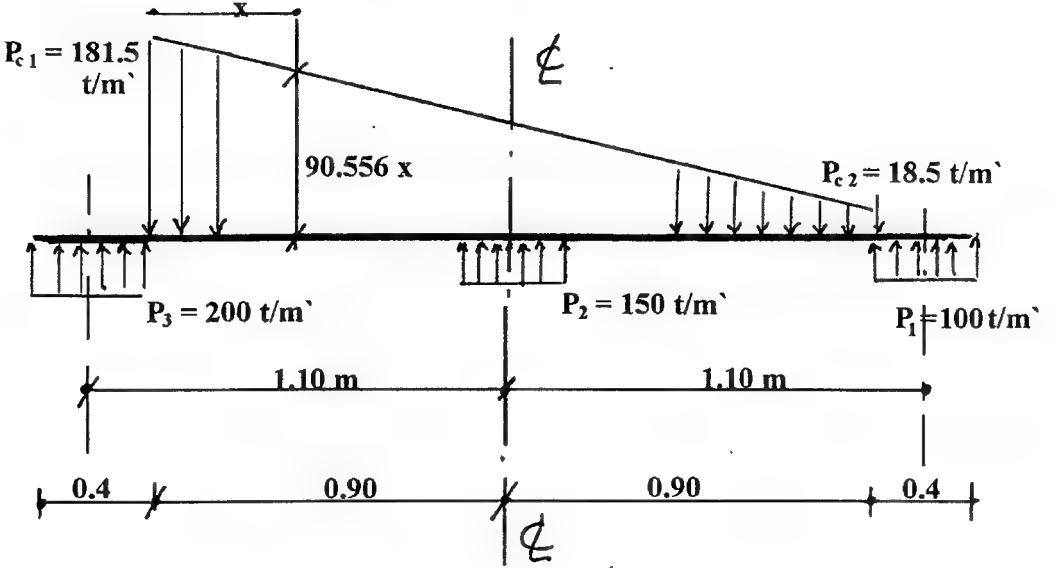
وحيث أن الحمل الواقع على العمود هو حمل محوري بجانب عزم انحناء متردد إذن يتم إيجاد كثافة توزيع هذا الحمل على هذا الطول من أعلى إلى أسفل كالآتي وذلك لشريحة عرضها ١,٠٠ م.

$$P_{c1} = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{bd^2}$$

$$\therefore P_{c1} = P_{\max} = \frac{180}{1.8 \times 1.0} \pm \frac{6 \times 44}{1.0 \times (1.8)^2} = 181.5 \text{ t/m}^2$$

$$P_{c2} = P_{\min} = \frac{180}{1.8 \times 1.0} - \frac{6 \times 44}{1.0 \times (1.8)^2} = 18.5 \text{ t/m}^2$$

ويبين الشكل التالي منحنى توزيع الأحمال على الكمرات الجاسئة عند منتصف ارتفاع الهامة بالنسبة للاتجاه الطولي - شكل (١٢-٨٥).



شكل (١٢-٨٥) منحنى توزيع الأحمال على الكمرات الجاسئة

بمعلومية هذا المنحنى يتم إيجاد قيمة أقصى قوة قاصة (Q_{\max}) عند القطاع الحرج وهو على وجه الخازوق رقم (٣).

$$\text{i.e. } Q_{\max} = 200 \times 0.4 = 80 \text{ (t)}$$

يتم أيضاً حساب أقصى عزم انحناء على الكمرة الجاسئة وهو عند قطاع
عنده $Q = 0$ وبفرضه على بُعد (x) من وجه الخازوق رقم (٣) يتم حساب
قيمة الحمل الموزع عند أعلى إلى أسفل عند هذا القطاع ووجد أنه يعادل
 $(90.556 x)$ طن/م.

$$\therefore 80 = \frac{x}{2} [181.5 + (181.5 - 90.556 x)]$$

$$\rightarrow x = 0.5056 \text{ (ms)}$$

$$\therefore M_{\max} \text{ at } x = 0.5056 = 80 (0.7056) - 181.5 \times \frac{(0.5056)^2}{2} \\ + 90.556 \times \frac{(0.5056)^3}{6} = 35.25 \text{ m.t}$$

بالنسبة للاتجاه العرضي للهامة:

يتم توزيع الأحمال كما هو مبين بالكروكي التالي شكل (١٢-٨٦):

طول الكمرة الجاسئة في الاتجاه العرضي

يعادل (عرض العمود + d) أى ٨٠ + ٥٠

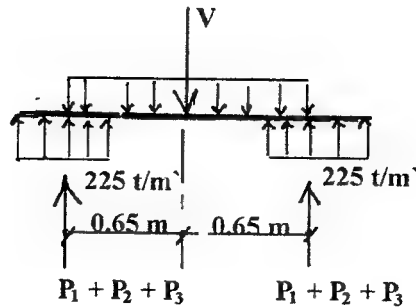
= ١٣٠ سم والحمل الموزع للثلاثة

خوازيق $\frac{P_1 + P_2 + P_3}{\text{قطر الخازوق}}$ من أسفل إلى

أعلى

$$\frac{90}{0.4} = \frac{20 + 30 + 40}{0.4} =$$

$$225 \text{ طن/م}$$



شكل (١٢-٨٦)

والحمل الموزع على الكمرة الجاسئة من العمود من أعلى إلى أسفل يعادل =

$$\text{حمل العمود} = \frac{180}{1.30} = 138.46 \text{ طن/م}$$

وعليه يتم حساب أقصى قوة قاصة وهى على وجه العمود وهى تعادل :

$$Q_{\max} = 90 - (0.65 - 0.55) \times 138.46 = 76.15 \text{ (t)}$$

$$M_{\max} \text{ at } - = 90 \times 0.55 - 138.46 \frac{(0.65)^2}{2}$$

$$= 49.5 - 29.25 = \underline{20.25 \text{ m.t.}}$$

- يتم تصميم الهامة على أكبر قيمة من كل القوى القاصة أو عزم الانحناء فى الاتجاهين الطولى والعرضى $M_{\max} = 35.25 \text{ m.t}$ و $Q_{\max} = 80.0 \text{ t}$.
- يتم إيجاد العمق المناظر لهذه القوى الداخلية القصوى بحيث لا تتعدى الإجهادات المسموح بها.

$$\therefore d_{sh} = \frac{80 \times 10^3}{0.87 \times 170 \times 6} = 90.15 \text{ cm}$$

$$d_m = 0.28 \sqrt{\frac{35.25 \times 10^5}{170}} = 40.32 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{take } d = 90.15 \text{ cm} \rightarrow t = 95 \text{ cm}, \quad d_{act} = 88 \text{ cm}$$

- يتم إيجاد الحديد اللازم لمقاومة عزم الانحناء فى الاتجاه الطولى.

$$A_{s \text{ long}} = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{act}} = \frac{35.25 \times 10^5}{1217 \times 88} = 32.91 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{12 \phi 19}$$

- وأيضاً يتم إيجاد الحديد اللازم لمقاومة عزم الانحناء فى الاتجاه العرضى.

$$\therefore A_{s \text{ trans.}} = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{act}} = \frac{20.25 \times 10^5}{1217 \times 88} = 18.9 \text{ cm}^2 / 280 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.15}{100} \times A_c = \frac{0.15}{100} \times 280 \times 88 = 36.96 \text{ cm}^2 / 280 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{take } \underline{19 \phi 16 \text{ mm} / 280 \text{ cm}}$$

وعليه يكون ليس هناك داعى للتحقق من إجهادات القص فى الاتجاه العرضى نظراً لكبر عرض القاعدة من ناحية وصغر قيمة (Q_{\max}) من ناحية أخرى لذلك يتم أخذ الحديد الرئيسى كالاتى :

سفىلى : اتجاه طويل (١٢ ϕ ١٩) ، اتجاه قصير ١٦ ϕ ١٩

علوى : اتجاه طويل [٦ ϕ ١٩ - ٤ ϕ ١٣] ، اتجاه قصير [١٠ ϕ ١٦ + ٦ ϕ ١٣]

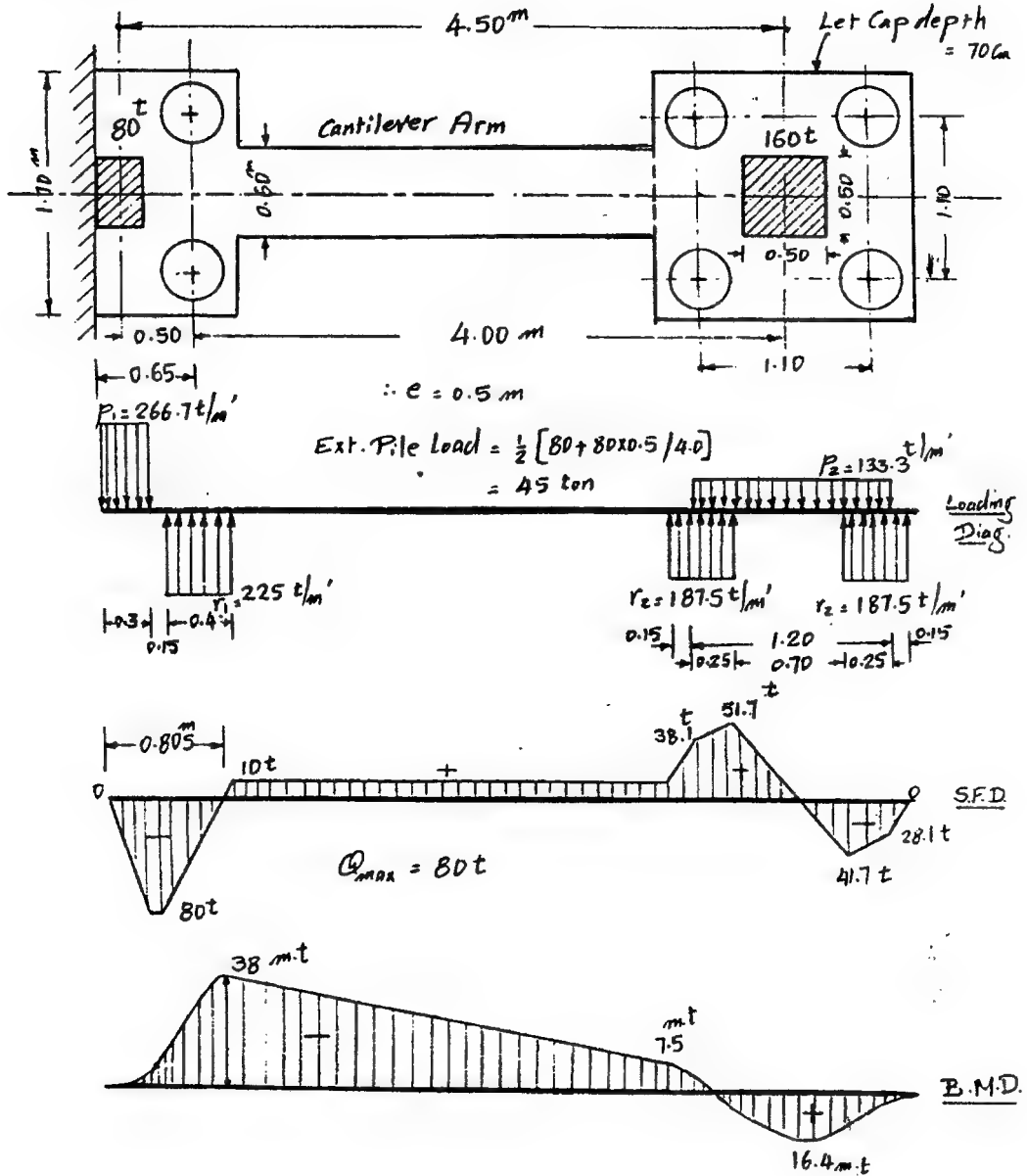
مثال رقم (٨):

المطلوب تصميم وسادة كابولية لمقاومة تأثير انحراف عمود جار. فإذا علم أن حمل عمود الجار يعادل ٨٠ طن وقطاعه ٣٠ × ٥٠ سم (٨ φ ١٦) وحمل العمود الداخلى يعادل ١٦٠ طن وقطاعه مربع ٥٠ × ٥٠ سم (١٢ φ ١٩) والمسافة بين محاور الأعمدة هي ٤,٥٠ متر وأن المسافة بين محاور الخوازيق وخط الملكية (حدود الجار) لا تقل عن ٦٥ سم. أقطار الخوازيق ٤٠ سم وبتقسيط ١,١٠ م وقدرة تحمل الخازوق ٤٥ طناً.

الحل:

- أبعاد القاعدة (الوسادة الخارجية) الحاملة لعمود الجار: حيث أن حمل عمود الجار يعادل ٨٠ طن وأن قدرة تحمل الخازوق ٤٥ طن إذن فهي ذات خازوقين وطولها يعادل المسافة بين محوري الخازوقين مجموعاً عليه قطر الخازوق + ٢٠ سم أى [١١٠ + ٤٠ + ٢٠ سم = ١٧٠ سم]، هذا وأن محوري الخازوقين وحدود الجار هي ٦٥ سم وعليه فإن عرض الوسادة يعادل ٦٥ سم + ٢/١ قطر الخازوق + ١٠ سم أى عرضها يعادل [٦٥ + ٢٠ + ١٠ سم = ٩٥ سم].
- أبعاد القاعدة (الوسادة الداخلية) الحاملة للعمود الداخلى ١٨٠ طن : إذن هي ذات أربعة خوازيق وطولها يساوى عرضها يساوى [المسافة بين محاور الخوازيق + قطر الخازوق + ٢٠ سم أى ١٧٠ سم].
- وحيث أن عرض ذراع الكابولى الرابط بين القاعدتين يجب ألا يقل عن عرض الأعمدة فى اتجاه أى عن ٥٠ سم وتؤخذ ٦٠ سم بزيادة ١٠ سم عن عرض الأعمدة ويبين الشكل (١٢-٨٧) التالى كروكى مسقط أفقى للوسادتين الداخلية والخارجية مع ملاحظة أن العمود الخارجى مرهل بمسافة قدرها (e = 0.5 m) عن محاور خوازيق القاعدة وأن العمود الداخلى متمركز مع مواضع الخوازيق والقاعدة.

DEEP FOUNDATION



Maximum Bending Moment for the Cantilever arm = 38 m.t
 ~ ~ ~ ~ ~ inner Cap = 16.4 m.t

شكل (١٧-١٢)

✧ بالنسبة للوسادة الخارجية:

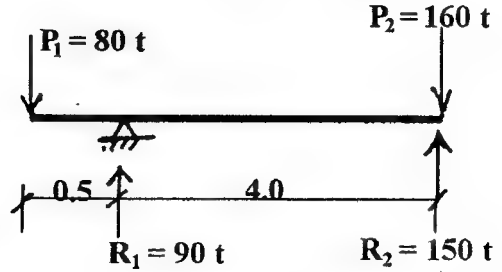
ليس هناك توزيع للحمل المنقول من العمود إلى الهامة وعليه يتم إيجاد رد فعل الخوازيق الخارجية تحت هامة الجار من اتزان القوى وبأخذ العزوم حول الخوازيق الداخلية.

$$\therefore R_1 = \frac{80 \times 4.5}{4} = 90 \text{ t}$$

ورد فعل الخوازيق الداخلية

$$R_2 = 80 + 160 - 90 = 150 \text{ t}$$

وعليه يكون توزيع الحمل على الوسادة الخارجية كالآتي :



$$P_1 = \frac{80}{\text{عرض العمود}} = \frac{80}{0.3} = 266.7 \text{ t/m}$$

من أعلى إلى أسفل

$$r_1 = \frac{R_1}{\text{قطر الخازوق}} = \frac{90}{0.4} = 255 \text{ t/m}$$

ومن أسفل إلى أعلى

✧ بالنسبة للوسادة الداخلية:

يتم توزيع حمل العمود المؤثر وهو الـ ١٦٠ طن على طول يعادل (عرض العمود + عمق الوسادة) وبفرض عمق الوسادة يعادل $d = 70 \text{ cm}$.
 ∴ طول الكمرة الجاسنة تحت الوسادة الداخلية يعادل ٥٠ سم + ٧٠ سم = ١٢٠ سم وعليه يتم توزيع الحمل على الوسادة الداخلية كالآتي :

$$P_2 = \frac{160}{1.2} = 133.3 \text{ t/m}$$

من أعلى إلى أسفل

$$r_2 = \frac{R_2 / 2}{\text{قطر الخازوق}} = \frac{150}{2 \times 0.4} = 187.5 \text{ t/m}$$

ومن أسفل إلى أعلى

وبفرض الوسادة الكابولية كما هو مبين بالشكل (١٢-٨٧) والأحمال الواقعة عليها ومن ثم يتم رسم منحنى توزيع كل من القوى القاصة وعزوم الانحناء على الوسادة الكابولية المبينة حيث أقصى قوة قاصة تعادل ٨٠ طن وأقصى عزم انحناء على ذراع الكابولي يعادل ٣٨,٠٠ طن.م (سالب) وأقصى عزم انحناء على الوسادة الداخلية يعادل ١٦,٤ طن.م (موجب) وعليه يتم تصميم الوسادة الكابولية كالآتي :

* بالنسبة لتصميم كابولي الوسادة:

$$Q_{\max} = 80 \text{ t} , \quad M = 38.0 \text{ m.t}$$

$$\therefore d_{sh} = \frac{Q_{\max}}{0.87 b \times q_{all}} = \frac{80 \times 10^3}{0.87 \times 170 \times 6} = 90 \text{ cm}$$

حيث (b) هو عرض القاعدة الخارجية = ١٧٠ سم

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}} = 0.28 \sqrt{\frac{38 \times 10^5}{60}} = 70.5 \text{ cm}$$

$$d_p = \frac{P_1}{(2 \ell_c + b_c) q_{allp}} = \frac{80 \times 10^3}{[2 \times 50 + 30] \times 10} = 61.5 \text{ cm}$$

يتم أخذ العمق الأكبر

$$\therefore d_{act} = 90 \text{ cm} \rightarrow t = 95 \text{ cm}$$

يتم التحقق من إجهادات القص ومتطلباته عند قطاع عند مركز الخوازيق الخارجية وهو القطاع الحرج للقص عند عرض يعادل ٦٠ سم.

$$\therefore q_{\max} = \frac{Q}{0.87 b \times d}$$

حيث (Q) : هي قيمة القوة القاصة عند مركز الخوازيق

$$Q = 80 - 0.2 \times 225 = 35 \text{ t}$$

(b) : هي عرض الكابولي ويساوى $b = 60 \text{ cm}$

(d) : هي عمق الوسادة عند العمود الخارجى $d = 90 \text{ cm}$

$$\therefore q_{\max} = \frac{35 \times 10^3}{0.87 \times 60 \times 90} = 7.45 \text{ kg/cm}^2 > q_1 (6 \text{ kg/cm}^2)$$

∴ يجب استخدام حديد لمقاومة إجهادات الشد القطرى وهى فى صورة كانات ذات أربعة أفرع نظراً للعرض يساوى ٦٠ سم بجانب حديد مكسح ∴ يؤخذ كانات ٥ ϕ ١٠ م مع حديد مكسح يعادل قيمة لا تقل عن ٣/١ الحديد الرئيسى لمقاومة عزوم الانحناء.

- الحديد الرئيسى اللازم لمقاومة عزوم الانحناء حيث $M_{\max} = 38.0 \text{ m.t}$

$$\therefore A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d} = \frac{38.0 \times 10^5}{1217 \times 90} = 34.69 \text{ cm}^2 \rightarrow (10 \phi 22 \text{ m})$$

وهو حديد علوى عند القاعدة الخارجية بالإضافة إلى حديد تكسيح قدره ٤ ϕ ٢٢ مم وذلك على ٦٠ كما هو موضح بالشكل (١٢-٨٨).

✻ بالنسبة لتصميم القاعدة أو الوسادة الداخلية:

أقصى قوة قاصة $Q_{max} = 51.7 (t)$ ، أقصى عزم انحناء يعادل $M_{max} = 16.4 \text{ m.t}$ وأقصى قص ثاقب يعادل ١٦٠ طن.
- العمق اللازم للقص

$$\therefore d_{sh} = \frac{Q_{max}}{0.87 \times b \times q_{sh \text{ all}}} \\ = \frac{51.7 \times 10^3}{0.87 \times 170 \times 6} = 58.3 \text{ cm}$$

- العمق اللازم لعزم الانحناء

$$d_m = 0.28 \sqrt{\frac{16.4 \times 10^5}{170}} = 27.5 \text{ cm}$$

- العمق اللازم للقص الثاقب

$$d_p = \frac{Q_p}{\Sigma \square \cdot q_{all p}} , \quad \therefore \Sigma \square = 2 (\ell_c + d_p + b_c + d_p)$$

$$\therefore \Sigma \square = 2 [50 + d_p + 50 + d_p] = 200 + 4 d_p$$

$$\therefore d_p = \frac{160 \times 10^3}{(200 + 4 d_p) 10}$$

$$\therefore 200 d_p + 4 d_p^2 = 16000 \quad \therefore d_p^2 + 50 d_p - 4000 = 0$$

$$\therefore d_p = \frac{-50 \pm \frac{1}{2} \sqrt{(50)^2 + 4 \times 4000}}{2} = 43 \text{ cm}$$

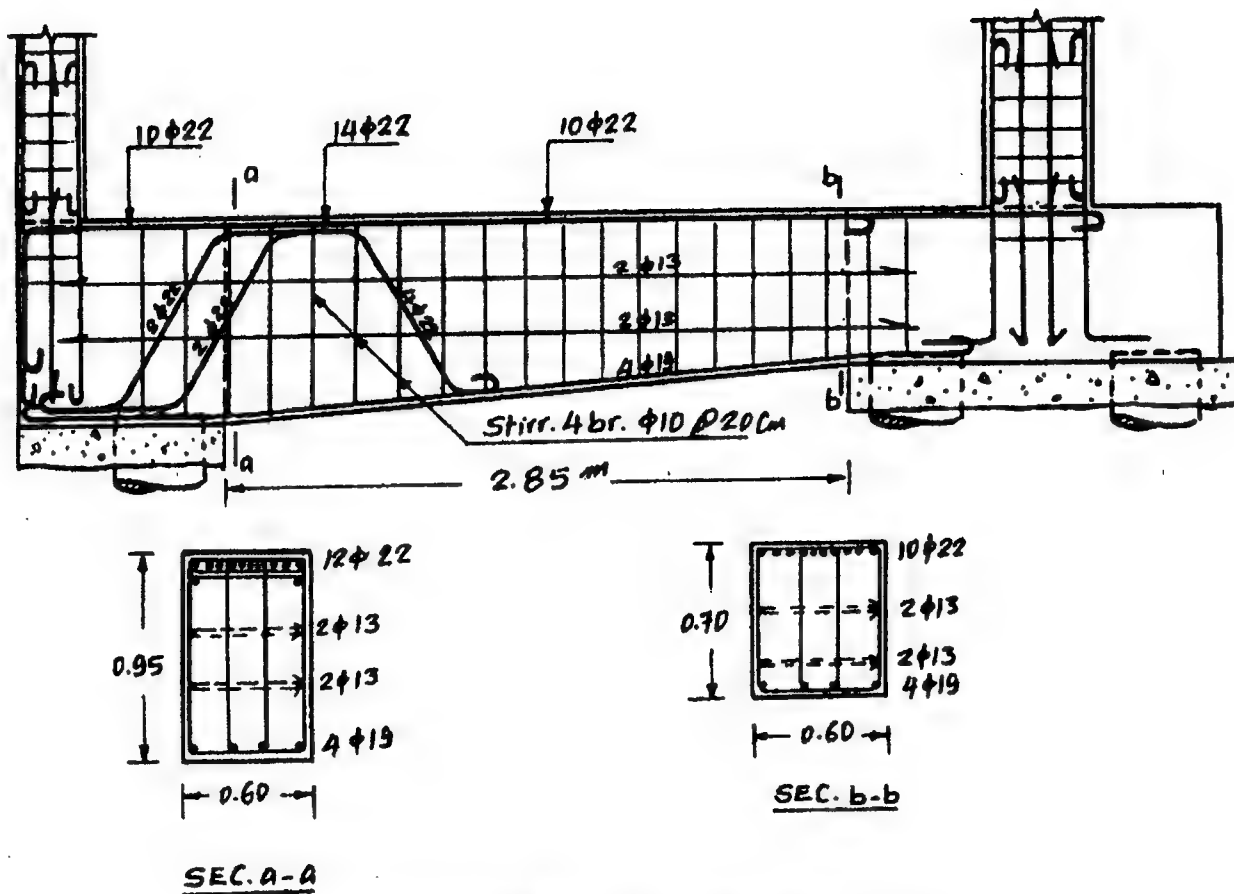
يؤخذ العمق الأكبر وليكن أكبر من (d_m) مثلاً $d_{act} = 65 \text{ cm}$ وبالتالي سمك

القاعدة الداخلية (t) يؤخذ ٧٠ سم وبالتالي حديد التسليح المطلوب

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2 d_{act}} = \frac{16.4 \times 10^5}{1217 \times 65} = 20.7 \text{ cm}^2 = 12 \phi 16$$

وهو حديد سفلى للقاعدة الداخلية.

هذا ويجب وضع حديد ثانوى فى مناطق الضغط (السطح السفلى للقاعدة الخارجية والسطح العلوى للقاعدة الداخلية وذلك كما هو موضح بالشكل (١٢-٨٨) بالإضافة إلى حديد جانبي يوضع فى الذراع الرابط بين القاعدتين نظراً لزيادة عمقه عن ٦٠ سم وكما هو موضح بالشكل (١٢-٨٨).



Reinforcement of Cantilever Arm (Cantilever Cap)

شكل (١٢-٨٨) كيفية تسليح الإسادة الكابولية في المثال السابق

مثال رقم (٩):

المطلوب تصميم وسادة لخازوقين تحمل عموداً حملة ٩٠ طن وأن العمود أبعاده ٤٠ × ٤٠ سم وبتسليح ٤ ϕ ١٦ مم فإذا علم أن قطر الخازوق هو ٤٠ سم وأن المسافة بين محاورهما ١١٠ سم وذلك باستخدام طريقة التحزيم.

الحل:

طبقاً للكروكي شكل (١٢-٨٩) فإن :

$$\frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القص الثاقب}} = \text{العمق اللازم لمقاومة القص الثاقب للعمود}$$

$$\text{i.e. } d_p = \frac{P}{2(\ell_c + b_c) q_p} = \frac{90 \times 1000}{2(40 + 40) \times 10} = 56.25 \text{ cm}$$

$$\text{take } d = 60 \text{ cm}, \quad t = 70 \text{ cm}$$

$$d' = \frac{8}{9} d = \frac{8}{9} \times 60 = 53.33 \text{ cm}$$

$$S' = \left[s - \frac{\phi_{\text{pile}}}{2} \right] / 2 = \left(110 - \frac{40}{2} \right) / 2 = 45 \text{ cm}$$

$$\therefore \tan \alpha = \frac{d'}{S'} = \frac{53.33}{45} = 1.185 \rightarrow \alpha = 50^\circ > 45^\circ \text{ \& } < 60^\circ \text{ (o.k)}$$

وحيث أنه خازوقين إذن الزاوية $B = 0$

$$\therefore T = \frac{P/2}{\tan \alpha} = \frac{90/2}{1.185} = 37.97 \text{ (t)}$$

قوة الشد الموجودة في حديد التسليح تساوي

$$T_s = \frac{P}{2 \tan \alpha \cos B/2}$$

$$\text{or } = \frac{T}{2 \cos B/2} = \frac{37.97}{2 \times 1} = 18.99 \text{ (t)}$$

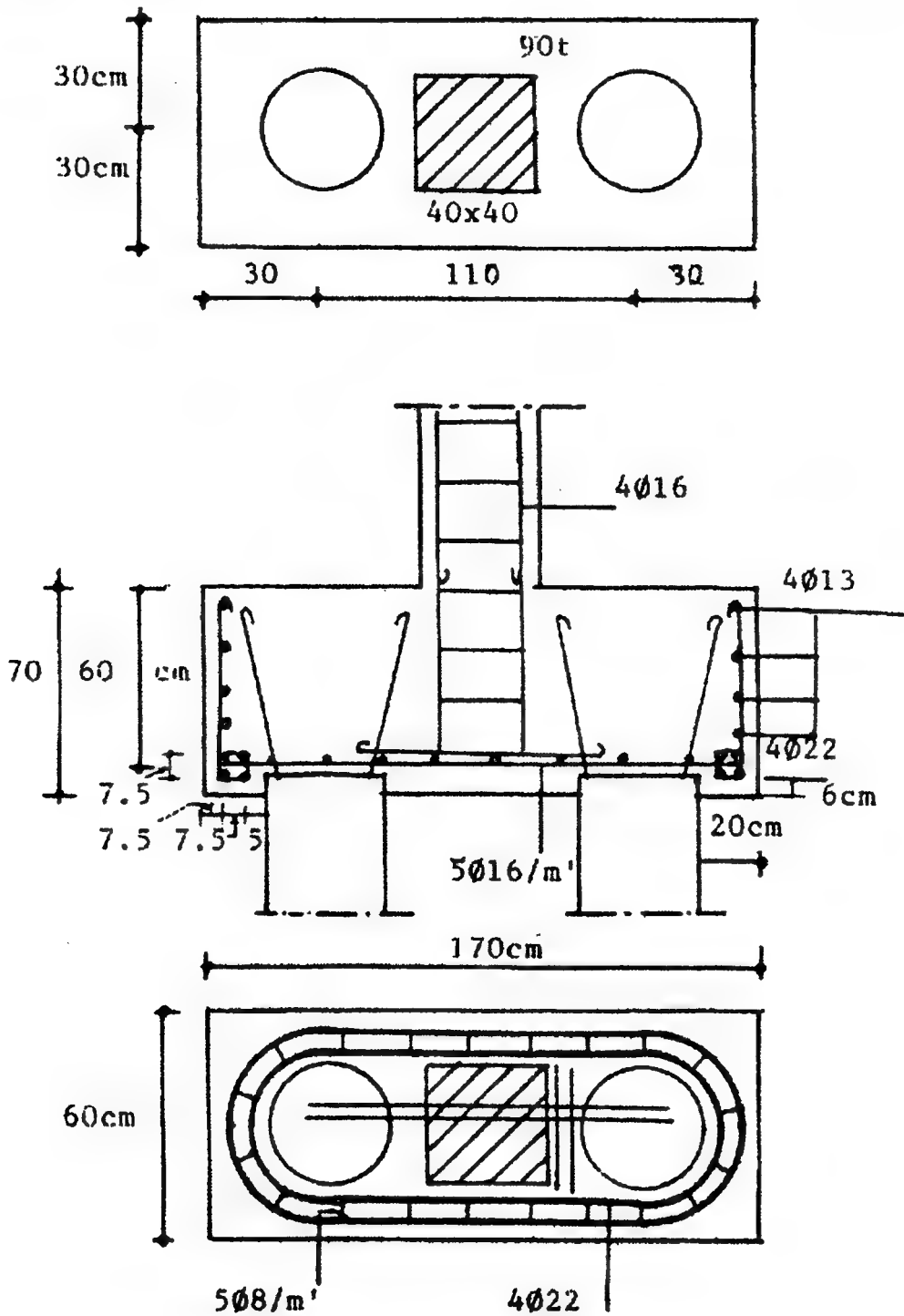
$$A_s = \frac{T_s}{f_s} = \frac{18.99}{1.4} = 13.56 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 22$$

حديد جانبي يعادل ٢٥% من حديد التحزيم

$$\text{i.e. } A_s' = \frac{13.56}{4} = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow 4.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 13$$

وبين الشكل (١٢-٨٩) كروكي توزيع وشكل حديد التسليح.

DEEP FOUNDATION



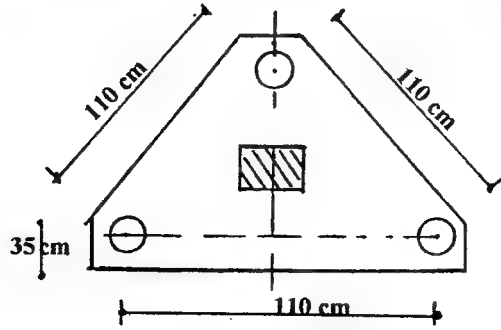
شكل (١٢-٨٩)

ملحوظة:

يمكن اختيار الزاوية (α) من الأول ما بين ٤٥ ، ٦٠ ، وليكن ٥٠ مثلاً
ومنها بالراجع يمكن إيجاد البعد (d') $(S' \times \tan \alpha) = (d')$ وحيث (S') معروفة ومنها
يتم إيجاد قيمة العمق $d = \frac{9}{8} d'$ ويتم التحقق بعد ذلك من أن هذا العمق
يجابه إجهاد القص الثاقب الواقع على القاعدة من العمود بالراجع، ثم بعد ذلك
يتم إيجاد قوة الشد (T_s) ثم مساحة الحديد (A_s) ، (A_s') كما جاء بهاليه.

مثال رقم (١٠):

المطلوب تصميم وسادة خازوق بطريقة التحزيم لمجموعة مكونة من ثلاثة
خوازيق مرتبة كما في الشكل (٩٠-١٢) وتحمل عموداً عليه حمل قدره ١٢٠ طن. فإذا
علم أن أبعاد العمود هو ٤٠ × ٤٠ سم وتسليحه ٨ ϕ ١٦ مم وقطر الخازوق ٤٠ سم
والمسافة بين الخوازيق هي ١١٠ سم من المحور إلى المحور.



شكل (٩٠-١٢)

الحل:

إيجاد العمق اللازم لمقاومة القص الثاقب

$$d_p = \frac{P}{\Sigma \square \times q_{p \text{ all}}}$$

$$= \frac{120 \times 10^3}{4 \times 40 \times 10} = 75 \text{ cm} \xrightarrow{+20} t = 95 \text{ cm}$$

$$d' = \frac{8}{9} d = \frac{8}{9} \times 75 = 66.7 \text{ cm}$$

وحيث أن

$$S = \frac{110}{\sqrt{3}} = 63.5 \text{ cm} \quad , \quad S' = S - \frac{\phi_{\text{pile}}}{4} = 63.5 - \frac{40}{4} = 53.5 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{d'}{S'} = \frac{66.7}{53.5} = 1.25$$

$$\therefore \alpha = 51^\circ \quad (\text{o.k.}) \quad 50 < \alpha < 60$$

القوة T_s

$$T_s = \frac{P_{\text{pile}}}{2 \tan \alpha \cos \frac{B}{2}}$$

وحيث أن الوسادة ثلاثية الخوازيق $B = 60$ \therefore

$$\therefore T_s = \frac{40}{2 \times 1.25 \times 0.866} = 18.476 \text{ (t)}$$

مساحة حديد التحزيم (A_s)

$$\therefore A_s = \frac{T_s}{f_s} = \frac{18.476}{1.4} = 13.2 \text{ cm}^2$$

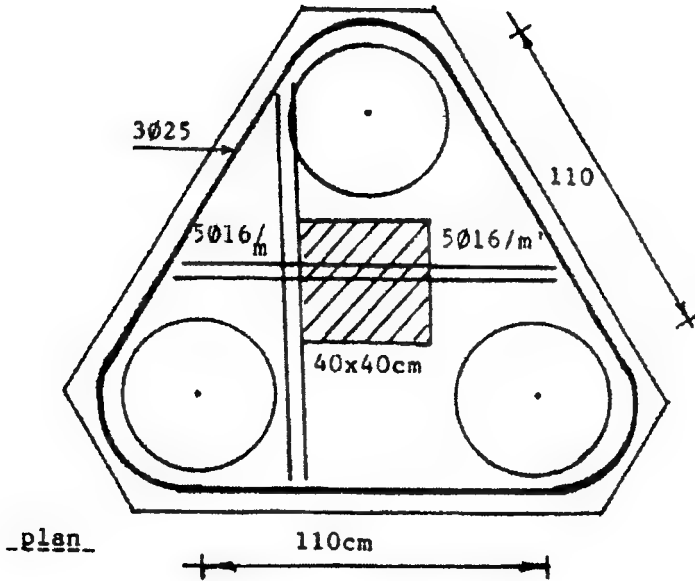
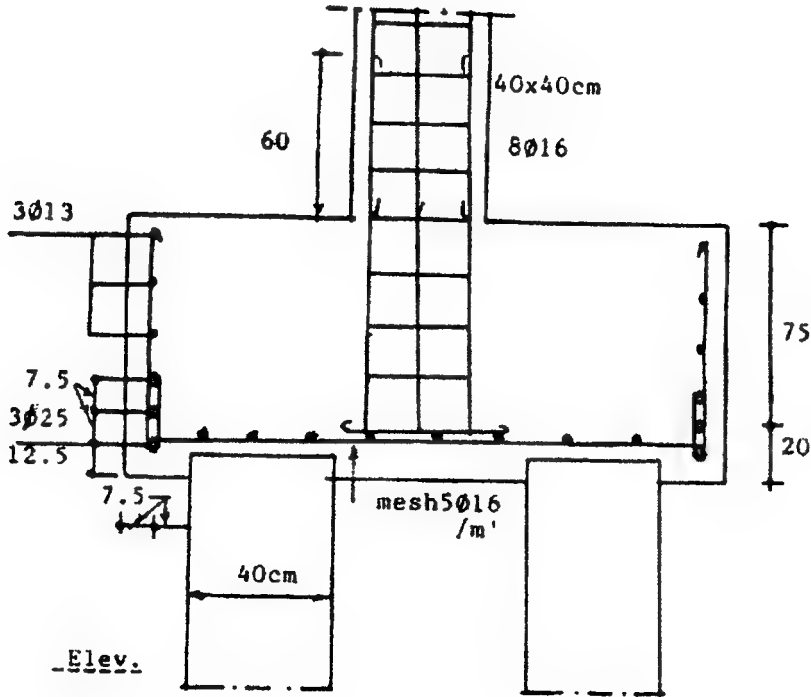
$$\longrightarrow 3 \phi 25$$

مساحة الحديد الجانبى (A_s')

$$A_s' = \frac{A_s}{4} = \frac{13.2}{4} = 3.3 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3 \phi 13 \text{ m}$$

يبين الشكل (١٢-٩١) تفاصيل وتوزيع حديد التسليح على الهامة الثلاثية

المطلوبة.



شكل (٩١-١٢) تفاصيل حديد التسليح للهامة الثلاثية في المثال السابق

الفصل الثالث عشر الحوائط الساندة RETAINING WALLS

١-١٣ مقدمة:

★ يمكن القول على الحائط الساند بأنه نوع خاص من المنشآت الغرض منه هو حفظ وسند التراب أو أى مادة خلفه وجعلها فى وضع رأسى نسبياً بدلاً من ميلها الطبيعى تحت تأثير وزنها.

★ إن الضغط المنقول بواسطة التربة على أى حائط ساند يعتمد على عدة عوامل نذكر منها :

- ١- نوع التربة.
- ٢- محتوى الرطوبة فى التربة.
- ٣- ميل سطح التربة خلف الحائط الساند.
- ٤- أى ضغط إضافى ناتج من أحمال خارجية تؤثر على التربة خلف الحائط الساند (surcharge).

★ إن كيفية تأثير هذه العوامل السابقة على قيمة ضغط التربة على الحائط الساند يختص به علم ميكانيكا التربة.

★ إن تصميم أى حائط ساند كما هو الحال فى الأساسات وشرحنا سابقاً فإنه يحتاج إلى جهود كل من المهندس الجيوتقنى والمهندس الإنشائى حيث الأول يعطى التوصيات الخاصة بخواص وطبيعة ونوع التربة خلف الحائط وأسفله (دراسة وأبحاث التربة) ممثلة فى هل التربة متماسكة أو غير متماسكة (cohesive or non-cohesive)، زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة (Angle of internal friction of soil) ومعامل الاحتكاك المتولد بين التربة والخرسانة (coefficient of friction between soil and concrete) بالإضافة إلى أقصى إجهاد مسموح به لتحمل التربة أسفل قاعدة الحائط عند منسوب التأسيس. وعلى الجانب الآخر فإن المهندس الإنشائى يقع على عاتقه اختيار النوع

المناسب للحائط الساند طبقاً لظروف الموقع والمتطلبات التصميمية بالإضافة إلى تحديد الأبعاد والقطاعات المطلوبة لمجابهة الأنواع المختلفة من الإجهادات المتولدة على الحائط الساند وأساسه طبقاً لنوع مادة الحائط الساند.

١٣-٢ التصنيف العام للحوائط الساندة:

13-2 General Classification of Retaining Walls:

يمكن تصنيف الحوائط الساندة حسب الطريقة التي يتم بها الاتزان إلى نوعان رئيسيان هما :

- ١- الأول وهو يعتمد على الأوزان الرأسية التي تعمل على تكوين احتكاك عند القاعدة وإلى جعل محصلة القوى تقع في الثلث الأوسط تقريباً من تلك القاعدة مما يوفر الاتزان ضد الانزلاق والانقلاب مثل الحوائط المبينة بالشكل (١-١٣).
- ٢- الثاني وهو يعتمد على المقاومة الجانبية لحركة الحائط عن طريق ضغط التربة السلبي (Passive Pressure) لمنع حركة الحائط وتوفير الاتزان الكلى للميل - شكل (٢-١٣).

١٣-٢-١ الحوائط الساندة التي تعتمد على الأوزان الرأسية لاتزانها:

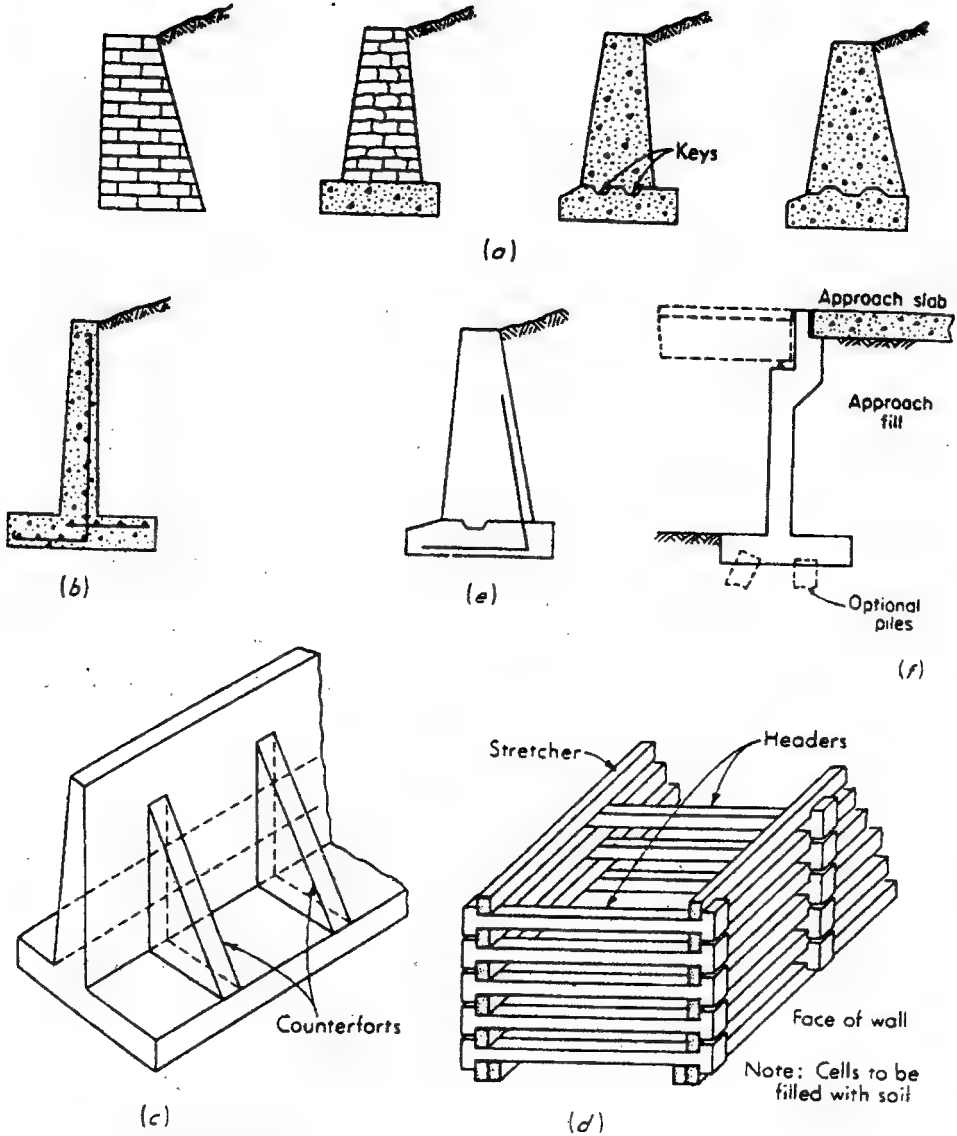
وهي الحوائط من النوع الأول والتي يمكن تقسيمها إلى الأنواع التالية :

i - الحوائط الثقيلة (Gravity Walls):

وهي تصنع عادة من الطوب أو الخرسانة العادية أو الأحجار وهي تعتمد كلية على وزن الحائط نفسه وقطاعاتها كبيرة - شكل (١-١٣).

ii - الحوائط الكابولية (Cantilever Walls):

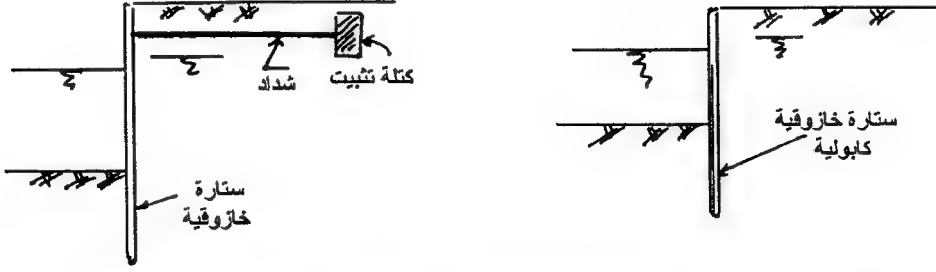
وهي تصنع عادة من الخرسانة المسلحة وهي تتكون من كابولي رأسي مثبت في قاعدة وتعتمد في اتزانها على وزن الحائط والأساس والتربة خلف الحائط - شكل (١-١٣-b) - هذا ويمكن إضافة أعصاب ودعائم للحائط الكابولي سواء من الخلف ويسمى (counterforted wall) أو من الأمام ويسمى (Buttresses wall) - شكل (١-١٣-c) كما سوف يرد فيما بعد.



Types of retaining walls. (a) Gravity walls of stone masonry, brick, or plain concrete. Weight provides overturning and sliding stability; (b) cantilever wall; (c) counterfort, or buttressed wall. If backfill covers counterforts, the wall is termed a counterfort; (d) crib wall; (e) semigravity wall (small amount of steel reinforcement is used); (f) bridge abutment.

شكل (١-١٣) أمثلة للحوائط الساندة تعتمد على الأوزان

RETAINING WALLS



شكل (١٣-٢) مثال للحوائط الساندة التى تعتمد على ضغوط التربة السالبة

iii - الحوائط شبه الثقيلة (Semi Gravity Wall):

وهى حوائط ثقيلة تصنع عادة من الخرسانة العادية والتى يوضع فيها تسليح خفيف فى الحائط لتقليل حجمه وهى حالة متوسطة بين الحوائط الثقيلة والحوائط الكابولية - شكل (١٣-١-d).

iv - أكتاف الكبارى (Bridge abutments):

وهى عادة حوائط ذات جناحان (wing walls) لسند أترية مداخل الكبارى ولمنع النحر والتآكل للجسر المؤدى إلى الكوبرى وهذا النوع من الحوائط يعمل كركيزة لحمل حمل الكوبرى بالإضافة إلى مقاومة الضغوط الجانبية من الأتربة - شكل (١٣-١-e).

١٣-٢-٢ أنواع الحوائط الساندة الخرسانية المسلحة:

Types of Retaining Walls:

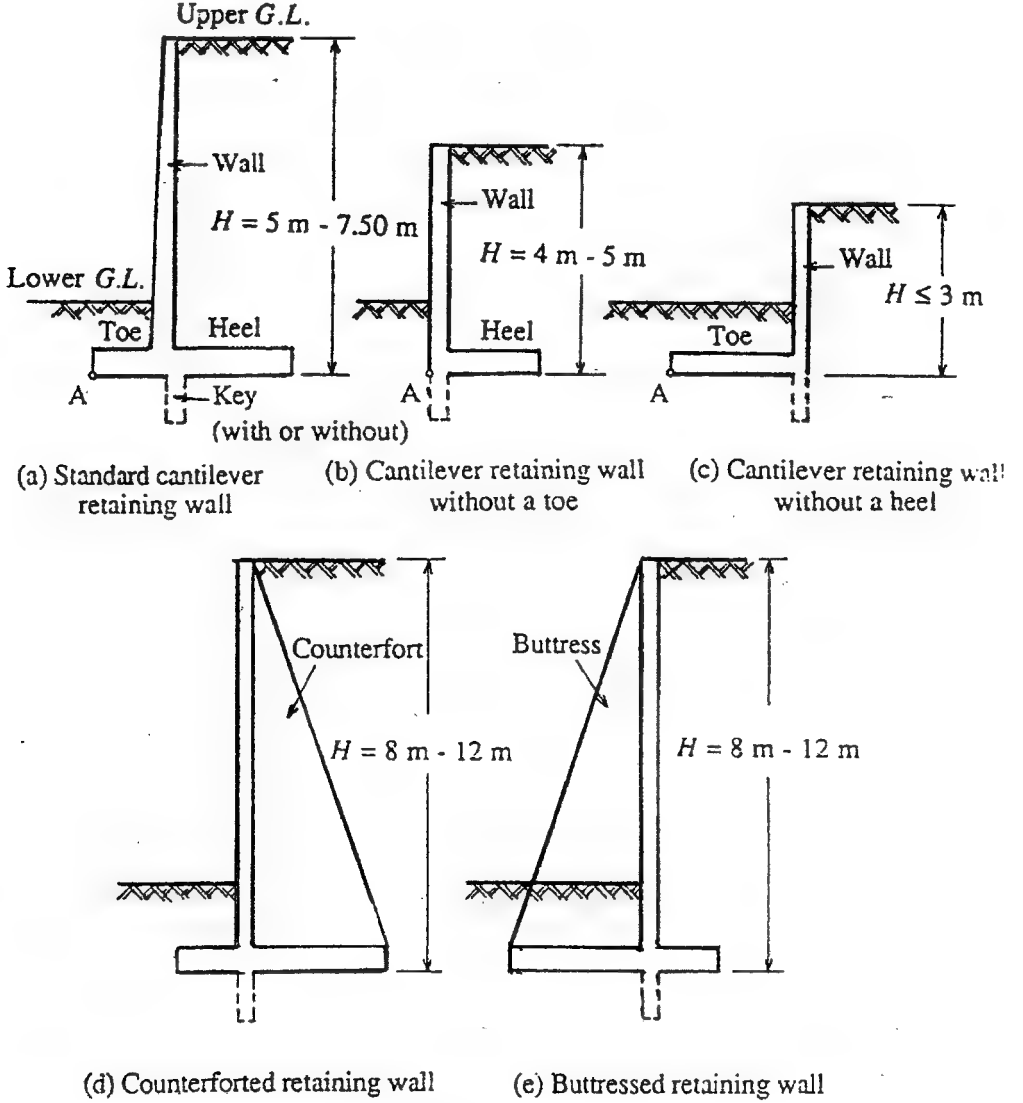
★ يوجد أنواع عديدة من الحوائط الساندة الخرسانية المسلحة ويبين الشكل (١٣-٣) الأنواع الشائعة الاستخدام. إن اختيار أى نوع معين من هذه الأنواع يعتمد بصفة أساسية على ارتفاع الحائط (height of wall) وعلى ظروف الموقع (site conditions).

★ يمكن تقسيم الحوائط الساندة الخرسانية المسلحة إلى مجموعتين أساسيتين

هما :

- i - الحوائط الساندة الكابولية (Cantilever Retaining Walls)
- ii - الحوائط الساندة ذات الدعائم والساندات (Counter fortified and Buttressed Retaining Walls)

RETAINING WALLS



شكل (١٣-٣) أنواع الحوائط الساندة

- i الحوائط الساندة الكابولية:

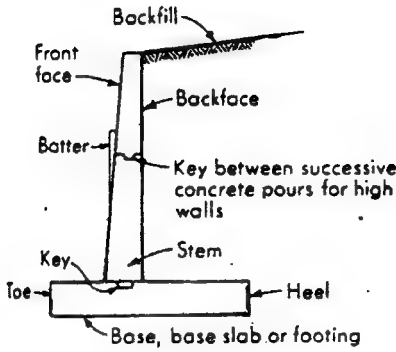
Cantilever Retaining Walls:

تتكون الحوائط الساندة الكابولية من بلاطة رأسية يطلق عليها الحائط (wall) وبلاطة أفقية يطلق عليها القاعدة (base slab)، وتنقسم بلاطة القاعدة (base slab) إلى:

RETAINING WALLS

- الكعب (Heel) وهو الجزء الذى يقع خلف الحائط تحت التراب المسنود.
- القدم (Toe) وهو الجزء الذى يقع أمام الحائط كما هو مبين بالشكل (١٣-٣).

وبالإضافة إلى ذلك تحتوى القاعدة على جزء يمتد ويدفن بداخل التربة (ضفر) إلى أسفل كما هو مبين ويطلق على الحائط الكابولى فى هذه الحالة بالحائط الساند ذو الكابولى القياسى (standard cantilever Retaining wall) هناك بعض الاصطلاحات المصاحبة عادة لدراسة اتزان وتصميم الحوائط الساندة خاصة تلك المشيدة من الخرسانة المسلحة وهى كما هو موضح بالشكل (١٣-٤) وتشمل هذه الاصطلاحات ما يلى :



- كعب الحائط = Heal of wall
- قدم الحائط = Toe of wall
- الوجه الأمامى = Front face
- الرديم الخلفى = Back fill
- ميل وجه الحائط = Batter
- الوجه الخلفى = Back face
- الكابولى (السلاح) = Stem

شكل (١٣-٤) الاصطلاحات الرئيسية المستخدمة مع حائط ساند Key = المفتاح أو الضفر (عند القاعدة)

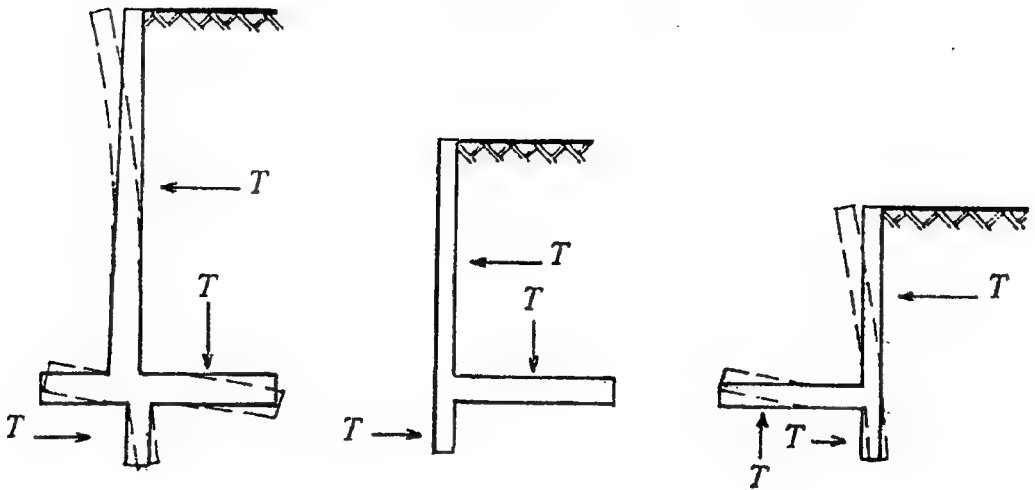
- فى بعض الأحيان يمكن حذف وإلغاء الكعب الخلفى وبالتالي يصبح حائطاً سانداً كابولياً بدون كعب (without heel) وفى الأحيان الأخرى يتم حذف وإلغاء القدم الأمامى ويطلق على الحائط فى هذه الحالة بدون قدم (without toe).
- ويبين الشكل (١٣-٥) حائط ساند كابولى قياسى حيث يعتبر هذا النوع ويمكن استخدامه إذا ما كان ارتفاع الحائط (H) يتراوح ما بين ٥ - ٧,٥ متر.
- يعتبر وزن التربة على كعب الحائط الساند كعامل اتزان (stabilizing factor) ضد كل من انقلاب الحائط (overturning) وانزلاقه (sliding) هذا وبجانب ذلك فإن وزن الحائط (Toe) يضيف اتزان آخر للحائط نظراً لزيادة عزم الانحناء الخاص باتزان الحائط ضد الانقلاب مقاساً حول مركز الدوران (نقطة A) عند بداية القدم.

RETAINING WALLS

• إن الحائط الساند الكابولي بدون قدم (without toe) كما هو مبين يعتبر مناسباً في حالة الحوائط ذات الارتفاع (H) يتراوح ما بين ٤-٥ متر فقط حيث يعتبر التراب فوق كعب الحائط عامل مساعد لمقاومة انزلاق الحائط بينما تظل مقاومة الانقلاب محدودة لمثل هذا النوع نتيجة للنقص الكبير في عزم الانحناء المعاكس المسبب للاتزان حول نقطة (A) كما هو مبين.

• أيضاً يعتبر الحائط الساند الكابولي بدون كعب (without heel) مناسباً في حالة الحوائط ذات الارتفاع (H) أقل من ٣,٠٠ متر وفي هذه الحالة يعتبر مقاومة الحائط للانزلاق محدودة الأمر الذي يتطلب ضرورة تزويدها بضفر (key) يمتد في الأرض رأسياً بالقرب من الحائط الرأسى لمقاومة الإنزلاق.

• إن كل عنصر من عناصر الحائط الساند الكابولي ممثلة في الحائط (wall) أو الكعب (heel) أو القدم (toe) أو الضفر (key) تسلك سلوك الكابولي عند تعرضها للأحمال والإجهادات الواقعة عليها وبالتالي يقال عنها كابولي ومقاومتها للأحمال هي بفعل الكابولي (cantilever action) حيث تتولد إجهادات شد في أحد الجوانب أو الأسطح وأخرى ضغط على الجانب أو السطح الآخر كما هو مبين ويبين الشكل (١٣-٥) اتجاه محصلة الأحمال والضغط المؤثرة على هذه العناصر وجوانب الشد في هذه العناصر حيث يتم تزويد هذه الجوانب المعرضة للشد بحديد تسليح لمقاومة عزوم الانحناء وقوى الشد الناجمة عنها.

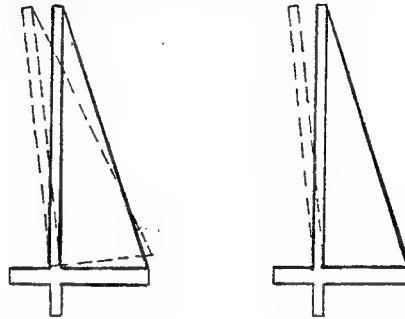


شكل (١٣-٥) فعل الكابولي في الحوائط الساندة الكابولية

ii - الحوائط الساندة ذات الدعائم والعرضية:

Counterforted and Butressed Retaining Walls:

- مثل الحوائط الساندة الكابولية تتكون هذه النوعية من الحوائط الساندة من بلاطة رأسية هي الحائط وأخرى أفقية هي القاعدة والفارق الوحيد أن هذه الحوائط يتم تزويدها وتقويتها بعدد من الحوائط العرضية الرأسية تنبثق من بلاطة القاعدة إلى أعلى وذلك على مسافات على طول الحائط أو البلاطة الرأسية. ويطلق على هذا النوع من الحوائط ذات الدعائم العرضية (Counterforted) إذا ما كانت هذه الدعائم ناحية خلف الحائط (ناحية التراب) أو فوق الكعب أو ذات الساندة (Butressed) إذا ما كانت على الجانب المعاكس لضغط التراب أي فوق القدم (Toe).
- يعتبر هذا النوع من الحوائط الساندة مناسباً وصالحاً للاستخدام في حالة ما إذا كان ارتفاع الحائط الكلى (H) يتراوح ما بين ٨ - ١٢ متر.
- نتيجة ضغوط التربة ووزن التربة خلف الحائط الساندة ذات الدعائم العرضية فإن ذلك يعمل على تمزيق (Tearing) وفصل كل من الكعب (Heel) وبلاطات الحائط (wall slabs) عن الدعائم وذلك بالكيفية المبينة بالشكل (١٣-٦).



(a) Tearing of heel from counterfort (b) Tearing of wall from counterfort

شكل (١٣-٦) تمزيق وفصل كعب وبلاطات الحائط عن الدعائم الرأسية في الحوائط الساندة

٣-١٣ الأحمال الواقعة على الحوائط الساندة:

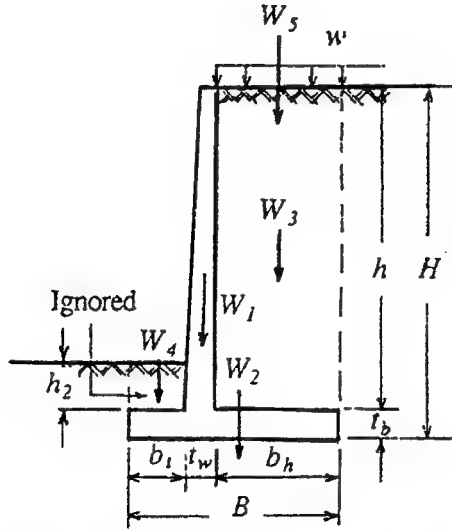
إن الأحمال المؤثرة على متر طولى عن حائط ساند نمطى كابولى عبارة عن :

i - الأحمال الرأسية المؤثرة إلى أسفل:

وهي نتيجة لكل من (شكل ١٣-٧) :

RETAINING WALLS

- وزن الحائط نفسه (W_1).
- وزن القاعدة (W_2).
- وزن التراب الواقع على القاعدة (W_3) ، خلف وأمام الحائط.
- وزن الحمل الخارجى المؤثر على التربة رأسياً خلف الحائط والمسمى بـ (W_5) (Surcharge load) والناتج من المرور والعربات أو أى أحمال أخرى.



شكل (٧-١٣) الأحمال الرأسية المؤثرة إلى أسفل على شريحة نمطية من حائط ساند كابولى

- ii الضغوط والأحمال الجانبية للتربة خلف الحائط وأمام قدم وضفر الحائط الساند:
- iii ضغوط رد فعل التربة على قاعدة الحائط من أسفل إلى أعلى نتيجة للأحمال فى البند (i) ، (ii) السابقين:
- iv قوى الاحتكاك الأفقية والمتولدة بين القاعدة والتربة أسفلها وفى اتجاه معاكس للحركة المحتملة للحائط:
- i الأحمال الرأسية:

إن الأحمال الرأسية السابق الإشارة إليها يمكن حسابها وتقديرها كالاتى (شكل

٧-١٣) باعتبار شريحة عرضها ١,٠٠ متر من الحائط.

RETAINING WALLS

- وزن الحائط نفسه $(W_1) = \text{كثافة الخرسانة} \times \text{سمك الحائط} \times \text{ارتفاعه} \cdot (\gamma_c \cdot t_w \cdot h)$
- وزن القاعدة $(W_2) = (\gamma_c \cdot t_b \cdot B)$
- وزن التراب خلف الحائط $(W_3) = (\gamma_{\text{soil}} \cdot h \cdot b_h)$
- وزن التراب أمام الحائط $(W_4) = (\gamma_{\text{soil}} \cdot h_2 \cdot b_t)$
- وزن نتيجة الحمل الـ (Surcharge) $(W_5) = (w \cdot b_h)$ حيث (w) هي كثافة حمل الـ (Surcharge)
- ، (γ_c) هي كثافة الخرسانة 2.5 t/m^3
- ، (γ_s) هي كثافة التربة $1.6 \sim 1.8 \text{ t/m}^3$

-ii الضغوط والأحمال الجانبية للتربة:

• نتيجة لضغط التربة الجانبي على الحائط فقط: (شكل ١٣-٨)

• بفرض التربة جافة وأن مستوى سطحها أفقى خلف الحائط الساند وليس هناك أحمال (surcharge) عليها فإن التربة خلف الحائط سوف تؤثر وتضغط بقوة ضغط أفقية تسمى بقوة الضغط الفعالة للتربة (Active earth pressure) وأن توزيع هذا الضغط يتناسب مع بعد النقطة على الحائط من سطح الأرض (y) وعليه فإن الضغط الفعال عند أى نقطة (y) يمكن التعبير عنه بالآتى :

$$P_{\text{active}} = P_a = \gamma_s k_a \cdot y \quad \dots\dots\dots (13-1) *$$

حيث (k_a) يسمى بمعامل ضغط التربة الفعال وهو يتوقف على نوع التربة (ϕ)

$$\text{i.e. } k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad \dots\dots\dots (13-2) *$$

• بالإضافة إلى ضغط التربة الأفقى خلف الحائط فإن الحائط تتعرض أيضاً إلى ضغط تربة أمام الحائط وضغطها (key) إذا وجد يسمى بضغط التربة السلبي (Passive earth pressure) قيمته عند نقطة على بُعد (y) من سطح الأرض يمكن التعبير عنه بالآتى :

$$P_{\text{passive}} = P_p = \gamma_s k_p \cdot y \quad \dots\dots\dots (13-3) *$$

RETAINING WALLS

حيث (k_p) يسمى بمعامل ضغط التربة السلبي وهو يتوقف على نوع التربة (ϕ)

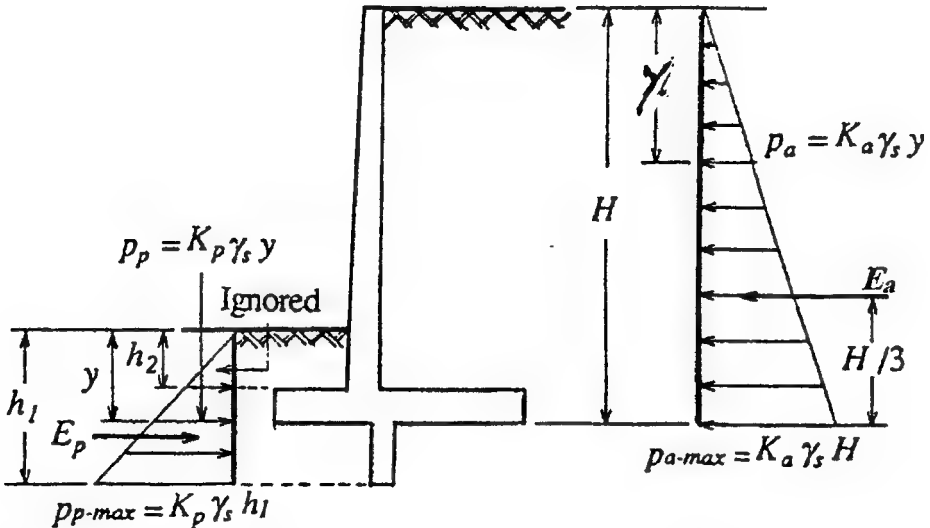
$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \dots\dots\dots (13-4) *$$

حيث (ϕ) هي زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة والتي يمكن تعيينها معملياً أو فرضها طبقاً لنوع التربة كما هو وارد فى الجدول التالى (جدول ١٣-١):

جدول (١٣-١)

المادة خلف الحائط	ϕ	(k_a)	(k_p)
رمل سائب - طمي	٣٥ - ٣٠	٠,٣٣ - ٠,٢٧	٣,٦٩ - ٣,٠٠
رمل كثيف	٤٠ - ٣٥	٠,٢٧ - ٠,٢٢	٤,٦٠ - ٣,٦٩
زلط رملى - أحجار مكسرة	٤٥ - ٤٠	٠,٢٢ - ٠,١٧	٥,٨٣ - ٤,٦٠

تبين من المعادلات السابقة لحساب ضغط التربة الفعال أو السلبي أن العلاقة بين هذا الضغط والبعد (y) هي علاقة خطية تزداد كلما زاد البعد (y) .



شكل (١٣-٨) ضغط التربة الفعال والسلبي على حائط ساند نتيجة للتربة خلف الحائط

RETAINING WALLS

وعليه فإن محصلة قوى الضغط الأفقية هي مساحة المثلثات المناظرة لهذه الضغوط الفعالة والسالبة أى أن :

محصلة قوة الضغط الأفقية الفعالة خلف الحائط تعادل (E_a)

$$E_a = \frac{\gamma k_a H^2}{2} \quad t/m \quad \dots\dots\dots (13-5)$$

وهي تؤثر فى مركز ثقل المثلث أى على بُعد ($\frac{H}{3}$) من القاع كما هو مبين وأيضاً محصلة قوة الضغط الأفقية السالبة أمام الحائط تعادل (E_p) بنفس الطريقة :

$$E_p = \frac{\gamma k_p (h_1^2 - h_2^2)}{2} \quad t/m \quad \dots\dots\dots (13-6)$$

وهي تؤثر غالباً فى مركز ثقل شبه المنحرف ذو الارتفاع ($h_1 - h_2$). هذا وتجدر الإشارة إلى أنه غالباً ما يتم إهمال قوة الضغط السلبى أمام الحائط الساند فى الحسابات وذلك نظراً لقلقلة التربة أثناء التنفيذ أو الإشياء أو ربما يحدث للتربة نحر أمامها.

نتيجة لضغط الحمل الواقع على التربة رأسياً خلف الحائط *

:(Surcharge pressure)

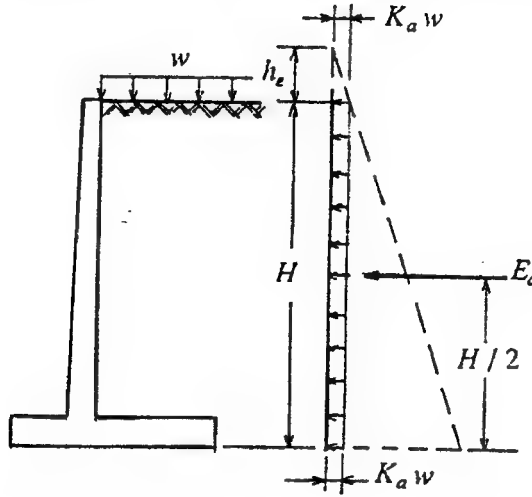
نتيجة للحمل الرأسى الواقع على التربة ($w \text{ t/m}^2$) فإن ذلك يولد ضغطاً أفقياً إضافياً على الحائط وهذا الضغط الإضافى الأفقى يمكن تقديره عن طريق إيجاد ارتفاع مكافئ للتربة (h_e) يعادل هذا الحمل الرأسى.

$$\text{i.e.} \quad w = \gamma_s h_e \quad \longrightarrow \quad h_e = \frac{w}{\gamma_s}$$

وعليه يكون الضغط الإضافى الأفقى نتيجة لهذا الحمل (w) يعادل ضغطاً جانبى على الحائط قدره ($\gamma_s k_a \cdot h_e$).

$$\text{i.e.} \quad P_{\text{surcharge}} = \gamma_s k_a \cdot \frac{w}{\gamma_s} = k_a \cdot w \quad \dots\dots\dots (13-7) \quad *$$

وأن هذا الضغط ذو قيمة ثابتة على كامل ارتفاع الحائط ولا يتأثر بموضع النقطة وكما هو مبين بالشكل (١٣-٩).



شكل (١٣-٩) ضغط التربة الفعال على الحائط الساند نتيجة لحمل الـ (Surcharge)

أى أن محصلة ضغط التربة على الحائط الساند نتيجة لحمل الـ (Surcharge) يعادل :

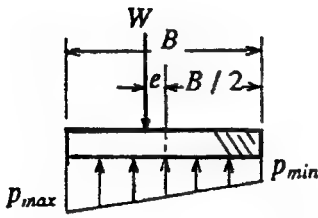
$$E_{\text{surcharge}} = k_a w \cdot H \quad \text{t/m}$$

وهذه القوة تؤثر في مركز ثقل المستطيل الخاص بتوزيع ضغط التربة على الحائط أى في منتصف الارتفاع أى $\left(\frac{H}{2}\right)$ من قاع الحائط كما هو مبين.

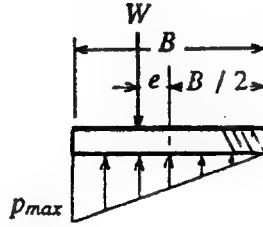
iii - ضغوط رد فعل التربة على القاعدة أو الأساس من أسفل إلى أعلى:

كما أشرنا سابقاً فإن نهاية الحائط واتصالها بالقاعدة المركزة على التربة بدورها والمعرضة إلى كلا من الأحمال الرأسية والأفقية السابق الإشارة إليها في البندين (i) ، (ii) فإن التربة سوف ترد على الأساس بضغط من أسفل إلى أعلى وأن توزيع هذا الضغط على الأساس أو القاعدة يتوقف على مقدار لا مركزية محصلة الأحمال الواقعة على القاعدة ويبين الشكل (١٣-١٠) الاحتمالات الثلاثة المحتملة نحو كيفية توزيع ضغط التربة (رد فعلها) على الأساس وهي توزيع خطى ويأخذ إحدى الحالات الثلاثة التالية والمبينة بالشكل (١٣-١٠) :

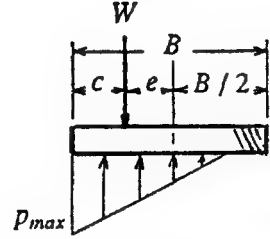
RETAINING WALLS



(a) $e < B/6$



(b) $e = B/6$



(c) $e > B/6$

شكل (١٣-١٠) توزيع ضغط التربة على القاعدة

الحالة الأولى : محصلة القوى تقع داخل الثلث الأوسط لعرض القاعدة :

i.e. $\left[e < \frac{B}{6} \right]$

وفى هذه الحالة يكون توزيع ضغط التربة على شكل شبه منحرف كما هو

مبين وأن قيمة أقصى وأقل ضغط يقع على حواف القاعدة بالقيم التالية :

$$\left. \begin{aligned} f_{\max} &= \frac{W}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] \leq f_{n \text{ all soil}} \\ f_{\min} &= \frac{W}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] > 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13-8)$$

حيث (f_{\max}) ، (f_{\min}) : هما قيمة أقصى وأقل قيمة للإجهادات الواقعة على التربة

ويجب ألا تتعدى أقصى قيمة الإجهاد الصافى المسموح به لنوعية

التربة عند منسوب التأسيس

، (W) : هو قيمة محصلة القوى الرأسية المؤثرة حتى منسوب التأسيس

، (B) : هو عرض القاعدة

، (e) : هو مقدار ترحيل الحمل (W) عن مركز ثقل القاعدة وهى تساوى

$\left(\frac{M}{W} \right)$ حيث (M) هو قيمة محصلة عزم الانحناء المؤثر من جميع

القوى الرأسية والأفقية المؤثرة على الحائط والقاعدة عند مركز

القاعدة وحول محورها الأساسى

الحالة الثانية : محصلة القوى تقع عند الثلث الأوسط لعرض القاعدة:

i.e. $\left[e = \frac{B}{6} \right]$

وفى هذه الحالة يكون توزيع الإجهادات الواقعة على التربة شكل مثلثى كما هو مبين بالشكل حيث يكون الإجهاد عند حافة قدم الحائط هو أقصى ما يمكن ويساوى صفراً عند حافة كعب الحائط وأن أقصى قيمة للضغط هى :

$$f_{\max} = \frac{2 W}{B} \leq f_{n \text{ all}}$$

وأيضاً يجب ألا تتعدى هذه القيمة أقصى إجهاد مسموح به صافى للتربة عند منسوب التأسيس $(f_{n \text{ all}})$.

الحالة الثالثة : محصلة القوى تقع خارج الثلث الأوسط لعرض القاعدة:

i.e. $\left[e > \frac{B}{6} \right]$

وفى هذه الحالة يكون توزيع الإجهادات خطياً على التربة كما هو مبين بالشكل (١٣-١٠) حيث يتولد إجهاد ضغط ذو قيمة قصوى عند حافة قدم الحائط وإجهاد شد ذو قيمة قصوى عند حافة كعب الحائط وحيث أن التربة لا تتحمل إجهادات شد إذن يكون توزيع الضغط على التربة هو مثلثياً أيضاً ذو قيمة قصوى عند حافة قدم الحائط و صفراً عند نقطة تبعد بمسافة قدرها $(3 c)$ من هذه الحافة المعرضة لأقصى ضغط حيث :

$$f_{\max} = \frac{2 W}{3 c} \leq f_{n \text{ all}} \quad \dots\dots\dots (13-9)$$

حيث :

$$c = \frac{B}{2} - e \quad \dots\dots\dots (13-10)$$

وأيضاً يجب أن لا تتعدى قيمة (f_{\max}) عن أقصى إجهاد مسموح به صافى للتربة.

iv - قوى الاحتكاك الأفقية (Frictional Forces):

حيث أن الحائط الساند يمكن أن يحدث لها إزاحة أفقية نتيجة لقوى الضغط الأفقية السابق الإشارة عليها فإن ذلك يلقى مقاومة فى الاتجاه المعاكس نتيجة

RETAINING WALLS

لما يسمى بقوة الاحتكاك التي تعمل بين مستوى تلامس السطح السفلى للقاعدة والتربة أسفلها وأن قيمة قوى الاحتكاك هذه يمكن تقديرها كالاتى :

$$F = \mu \cdot W$$

حيث (F) قوة الاحتكاك ، (W) هو مجموع القوى الرأسية المؤثرة على القاعدة ، (μ) هو معامل الاحتكاك بين التربة ومادة قاعدة الحائط

ويبين الجدول التالى جدول (١٣-٢) قيمة معامل الاحتكاك بين الخرسانة وأنواع مختلفة من التربة.

جدول (١٣-٢)

نوع التربة	معامل الاحتكاك (μ)
تربة خشنة بدون طين	٠,٥٥
تربة خشنة مع مواد ناعمة (طين)	٠,٤٥
تربة طينية	٠,٣٥

١٣-٤ القيم التجريبية والعملية السائدة لأبعاد الحوائط السائدة:

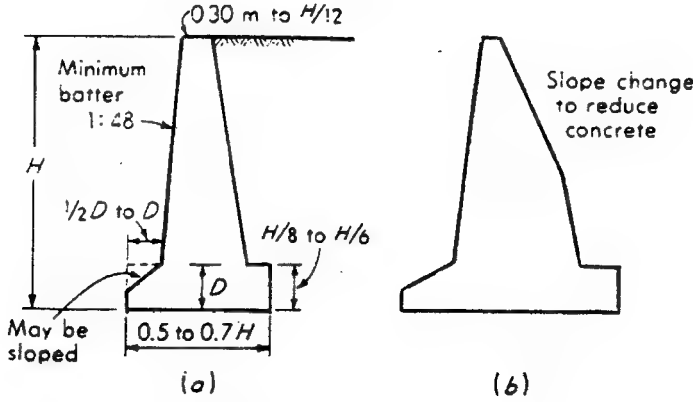
13-4 Emperical and Common Proportions of Retaining Walls:

★ نظراً لأن تصميم الحوائط السائدة غالباً ما يبحث عن أبعاد الحائط وسمكه الذى يؤثر بالتالى على اتزانه بحيث يصبح آمناً لتحمل جميع أنواع الإجهادات المتولدة عليه بأمان تام وعليه فإن حلقة التصميم تعتبر حلقة مغلقة حيث كمحاولة أولى يتم فرض بعض الأبعاد والأسماك الخاصة بالحائط ثم يعاد حساب تلك الأسماك والأبعاد والتحقق منها وإذا لزم الأمر يمكن تغييرها حتى تصبح آمنة.

★ هناك طرق مختلفة لفرض أبعاد الحوائط ابتدائياً تعرض منها ما يلى كمحاولة أولى لبعض أنواع الحوائط [الثقيلة (gravity) أو الكابولية المسلحة] وذلك بغرض الوصول إلى التصميم الأمثل (Optimum Design) وذلك كالاتى :

أ (الحوائط الثقيلة (Gravity Walls):

★ إن شكل الحوائط الثقيلة غالباً ما يكون على شكل شبه منحرف وإن كان بعضها يبني بظهر منكسر (Broken back) كما هو مبين بالشكل (١٣-١١).



شكل (١١-١٣) أبعاد الحوائط الثقيلة فرضاً

★ يمكن أخذ أبعاد الحوائط الثقيلة كما هو مبين بالشكل (١١-١٣) حيث يتم اختيار أبعاد القاعدة (B) من (٠,٥ - ٠,٧) ارتفاع الحائط الكلى (H) وبحيث تقع محصلة وزن الحائط والأتربة وضغط التربة في الثلث الأوسط للقاعدة ، وفي نفس الوقت يختار سمك الحافة العليا للحائط بقيمة تعادل $(\frac{H}{12})$ على ألا تقل عن ٣٠ سم.

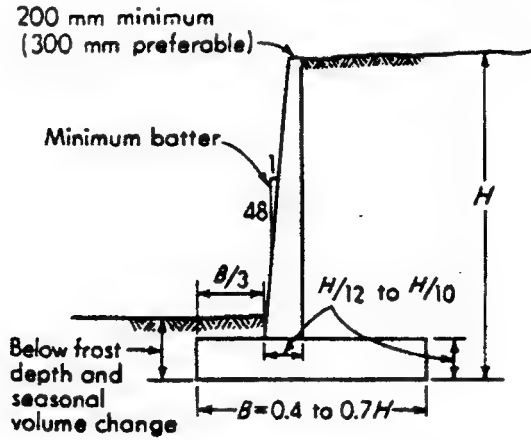
★ هذا وتجدر الإشارة إلى أن أكثر القطاعات حرجاً في هذا النوع من الحوائط هو الذى يربط القدم ببقية الحائط وعليه يجب حساب إجهادات الشد فى أسفله.

ب (الحوائط الكابولية (Cantilever Walls):

★ يبين الشكل (١٢-١٣) كروكى مبيناً عليه الأبعاد الابتدائية لحائط ساند كابولى حيث يختار سمك الحافة العليا للحائط بحيث لا يقل عن ٢٠ سم ويفضل ٣٠ سم وذلك لتيسير صب الخرسانة ودمكها وكذلك لتأمين سلامة الجزء العلوى من الحائط ضد أية حوادث قد تتسبب فى كسر قمة الكابولى ويجب اختيار السمك السفلى للحائط الكابولى بما يعادل $(\frac{H}{12} - \frac{H}{10})$ لمقاومة إجهادات القص بدون الحاجة لتسليح خاص للقص بالحائط.

★ هذا وتختار أبعاد القاعدة (B) ما بين $[0.4 \sim 0.7 H]$ وبحيث تقع محصلة القوى فى الثلث الأوسط من هذا البعد (B) كما ذكرنا سابقاً حتى نتجنب الإجهادات العالية عند القدم وأيضاً تجنب انفصال القاعدة عن التربة عند الكعب.

RETAINING WALLS

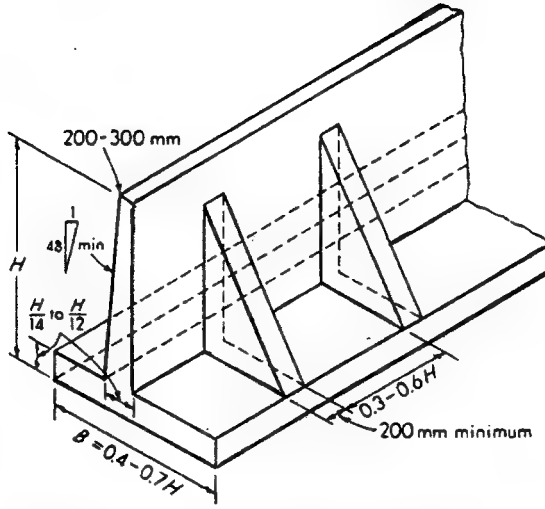


شكل (١٢-١٣) أبعاد الحائط الساند الكابولي

- ★ هذا وتجدر الإشارة إلى أن الحوائط غالباً ما تنفذ بميل لوجه الحائط (وأحياناً ينفذ هذا الميل في الوجه الخلفي كما هو الحال في أكتاف الكبارى) لتوفير بعض الخرسانة من ناحية وأيضاً لإخفاء ميل الحائط إلى الأمام من ناحية أخرى وذلك عند تكون ضغط التربة السلبي فيضفى هذا سقوط بالراحة لدى مستخدمى الحائط إذ أن أى ميل إلى الأمام للحائط حتى ولو كان ضئيلاً سريعاً ما يلاحظه الناس وينتابهم وقتها شعوراً بعدم اتزان الحائط مع إحساس بأنه على وشك الانهيار.
- ★ هذا بالإضافة إلى القول بأنه فى حالة الحوائط ذات الارتفاعات التى تقل عن ٣,٠٠ متر ($H \leq 3.0$ m) يتم تنفيذها بسمك ثابت وكذلك حوائط الأساسات وذلك لتقليل نفقات الشدات الخشبية.

جـ) الحوائط الكابولية ذات الدعائم أو الشدادات (Counterforted Walls):

- ★ كما ذكرنا أن هذا النوع من الحوائط الساندة يكون فعالاً واقتصادياً إذا ما زاد ارتفاع الحائط (H) عن ٧,٠٠ متر ويبين الشكل (١٣-١٣) قيماً استرشادية ابتدائية لأبعاد ونسب أجزاء الحائط.
- ★ إن اختيار الحوائط ذات الشدادات لا بد وأن يكون بعد دراسة تكاليف الحائط مقابل الزيادة فى تكاليف الشدة والتسليح والعمالة بالمقارنة بالحائط الكابولى العادى الذى يعطى بالطبع قطاعات أكبر لنفس الارتفاع.



شكل (١٣ - ١٣) الأبعاد التقريبية لحائط ساند ذو دعائم أو شدادات

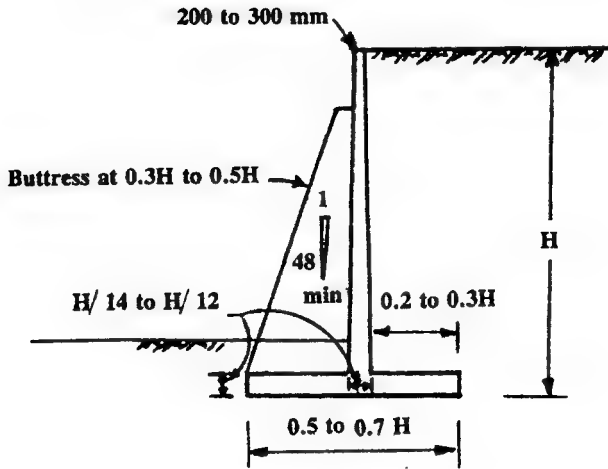
★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه في حالة اختيار هذا النوع من الحوائط يجب عند اختيار تقسيط الشدادات (الدعائم) إجراء بعض المحاولات (trials) وذلك بغرض الوصول إلى الحد الأدنى للتكاليف، مع مراعاة أن اختيار تقسيط يتراوح ما بين ثلث ونصف ارتفاع الحائط يعطى أفضل تصميم اقتصادى.

★ هذا ويمكن بدء الشداد من أعلى الحائط أو ترك طرف ممتد كابولى من الحائط (over hanging part) مع بدء الشداد على مسافة ما من قمة الحائط مع ملاحظة ومراعاة أن الحائط الممتد الطرف يعطى سهولة فى بناء وتنفيذ الشدة ورص حديد التسليح فى الشدادات.

د) الحوائط ذات الساندات (Buttressed Walls):

★ وهذه هى حالة ما تكون الأعصاب أو الدعائم الخاصة بالحوائط الساندة تقع أمام الحائط وليس خلفها كما هو الحال فى الحوائط الكابولية ذات الدعائم أو الشدادات وبذلك تكون هذه الدعائم الأمامية ساندات وتكون طريقة التصميم مماثلة لتلك الحوائط ذات الدعائم وغالباً ما تكون أبعاد الحائط مماثلة لتلك الموضحة بالشكل (١٣ - ١٤) هذا مع التذكرة بأن هذه الحوائط تكون اقتصادية للارتفاعات التى تزيد عن ٧,٠٠ متر.

RETAINING WALLS



شكل (١٣-١٤) حائط كابولي ذو ساندات

* هذا ويجب التنويه إلى أنه بالرغم من أن الساند الموجود أمام الحائط يعمل كضاغط للحائط إلا أنه لا يعتبر عضو ضغط (Comp. member) بل على العكس فهو كابولي معرض لشدة جهة الحائط وضغط بعيداً عن الحائط وعليه يجب تصميمه كأى كابولي مثبت عند قاعدته ومعرض لقوة موزعة توزيعاً قريباً من المثلث ومنقول إليه من الحائط الأمامى (البلاطة الرأسية).

١٣-٥ اتزان الحوائط (Stability of Walls):

١٣-٥-١ مقدمة:

عند تصميم أى حائط ساند يلزم تحقيق شرطين أساسيين :

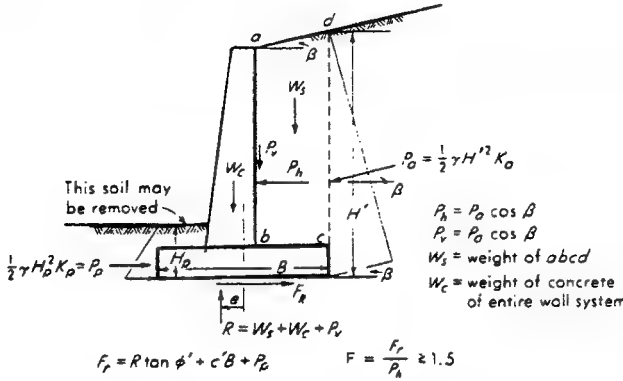
١- تحقيق الاتزان الخارجى الكلى (overall stability) ويتم ذلك بمنع حدوث انهيار كلى للحائط ككتلة واحدة إذا ما انزلقت الحائط إلى الأمام أو دارت حول قدم الحائط وانهارت تماماً أو مالت بدرجة كبيرة لا تسمح باستخدام الحائط مع لخطورة ذلك أو لسوء منظره أو كليهما وهذا الاتزان يتم تحقيقه عن طريق توفير معامل أمان كافى ضد كل من الانقلاب (over turning) أو الانزلاق (sliding) للحائط كما سوف يرد فيما بعد.

٢- تحقيق الاتزان الإنشائى (Structural Stability) والمقصود به أن تكون القطاعات الحرجة المختلفة لجميع العناصر الإنشائية المكونة للحائط الساند قادرة على تحمل الإجهادات المؤثرة عليها دون أن تنهار.

١٣-٥-٢ متطلبات الاتزان الخارجى الكلى:

١- معامل الأمان ضد الانزلاق:

• يبين الشكل (١٣-١٥-أ) حائط ساند والقوى المؤثرة عليه بما فيها القوى المسببة للانزلاق والقوى المقاومة له [وهى قوى الاحتكاك (F) الكلية وضغط التربة السلبى للحائط].



Forces involved in the sliding stability of a retaining wall.

شكل (١٣-١٥-أ) اتزان الحائط ضد الانزلاق

• فى هذا الشكل (١٣-١٥) يتبين أن القوة المقاومة للانزلاق هى (F_R)

تعاادل (F_R = R . tan φ + C`B + P_p) حيث :

R = W = مجموع القوى الرأسية على الأساس

C` = (0.6 - 0.8) C = معامل تماسك التربة على الأساس

P_p = محصلة قوة الضغط السلبى للتربة

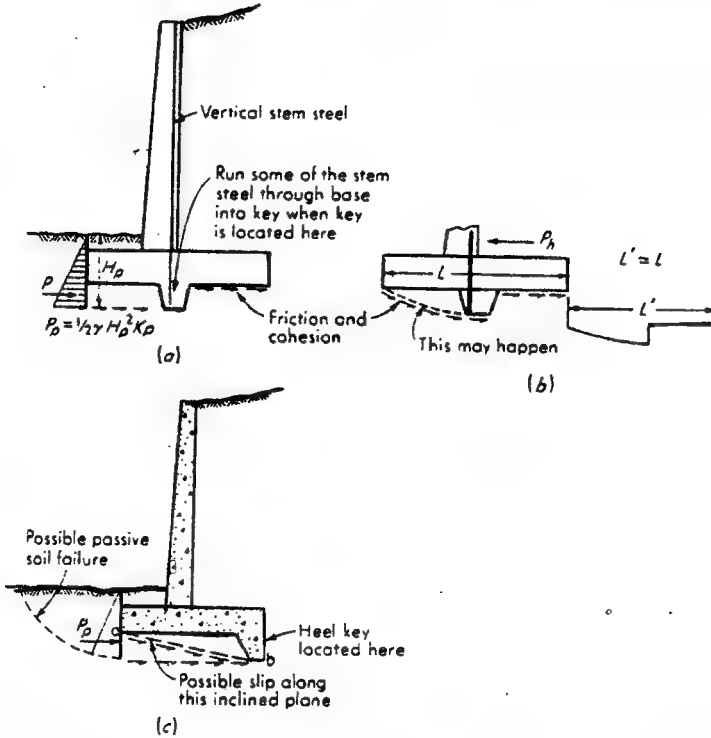
ملحوظات هامة:

١- يؤخذ ضغط التربة السلبى (Passive Pressure) كقوة مقاومة للانزلاق إذا ما كان هناك ضمان بعدم حفر التربة أو إزالتها أو تعرضها للنحر من أمام قدم الحائط.

٢- لزيادة قيمة ضغط التربة السلبى كقوة مقاومة للانزلاق يتم عمل ضفر (key) فى القاعدة وكما هو مبين بالشكل (١٣-١٥-ب) عادة ما يشكل الضفر أسفل الحائط ويمتد بالتالى حديد تسليح الحائط خلال هذا الضفر مع

RETAINING WALLS

ملاحظة هنا أن يكون الضفر منحرفاً قليلاً عن الحائط جهة الكعب وذلك حتى يتسنى لحديد التسليح للحائط أن يعمل كحديد شد في الضفر كما سوف يرد في الأمثلة.



شكل (١٣-١٥-ب)

٣- السبب في أخذ وتخفيض قيمة (C') عن (C) هو القفلة التي تصاحب إنشاء الحائط وأن التربة الطينية لن تتمكن بسهولة استعادة قيمة التماسك مع القاعدة.

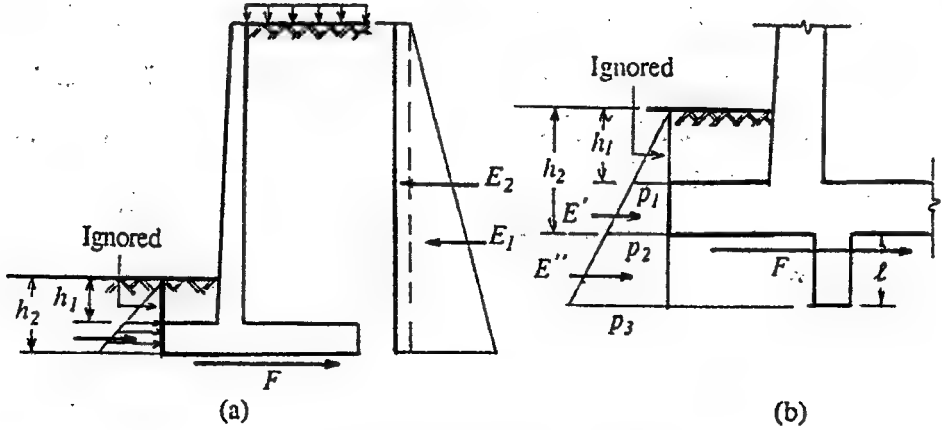
• ولتحقيق الاتزان يجب توفير معامل أمان ضد الانزلاق من نسبة القوى المقاومة ضد الانزلاق إلى القوة المسببة له (المسببة للتحرك) ويجب ألا يقل قيمة معامل الأمان عن ١,٥٠ للردم الرملي وعن ٢,٠٠ للردم الطيني أي أن :

$$\text{i.e. } F.S = \frac{\text{مجموع القوى المقاومة للاتزان}}{\text{مجموع القوى المسببة للانزلاق}} = \text{معامل الأمان ضد الانزلاق}$$

$$\therefore F.S = \frac{F_R \text{ or } [R \tan \phi + C' B + P_p]}{(E_1 + E_2) (\Sigma \text{ Horizontal acting force})} > 1.5 \text{ or } 2.0 \dots (13-11)$$

RETAINING WALLS

• وفى حالة عندما يكون معامل الأمان أقل من (١,٥) أو (٢) يجب فى هذه الحالة ضرورة عمل ضفر (key) بالوضع المبين بالشكل (١٣-١٦).



شكل (١٦-١٣) الاتزان ضد الانزلاق

• ولإيجاد طول الضفر (l) وبالإشارة إلى الشكل (١٣-١٧) السابق فإنه فى حالة استعمال هذا الضفر فإن اتزان القوى يؤدي إلى :

$$F + E' + E'' \geq 1.5 (E_1 + E_2) \quad \text{.....} \quad (13-12) *$$

وحيث أن :

$$E' = \frac{\gamma k_p}{2} (h_2^2 - h_1^2)$$

$$F = R \tan \phi + C' B$$

$$E_1 = \frac{\gamma_s k_a \cdot H^2}{2}, \quad E_2 = k_a \cdot w \cdot H$$

$$E'' = \frac{\gamma_s k_p}{2} [(\ell + h_2)^2 - h_2^2]$$

وبالتعويض عن هذه القيم فى المعادلة السابقة ينتج

$$\begin{aligned} \therefore R \tan \phi + C' B + \frac{\gamma k_p}{2} (h_2^2 - h_1^2) + \frac{\gamma_s k_p}{2} [(\ell + h_2)^2 - h_2^2] \\ \geq 1.5 \left[\frac{\gamma_s k_a \cdot H^2}{2} + k_a \cdot w \cdot H \right] \end{aligned}$$

وكل القيم معلومة ما عدا الطول (l) والتى يتم تقريبها وزيادتها إلى أقرب ١٠ سم عند التنفيذ.

٢ - معامل الأمان ضد الانقلاب:

ويحسب معامل الأمان ضد الانقلاب من نسبة مجموع عزوم القوى حول طرف أو وحافة القدم المسببة للاتزان إلى مجموع عزوم القوى حول نفس النقطة والمسببة للدوران أو الانقلاب بحيث يكون هذا المعامل أكبر من ١,٥ في حالة الردم الرملي ولا يقل عن ٢,٠٠ في حالة الردم الطيني أو الطيني.

$$\text{i.e. } F.S = \frac{\Sigma \text{Stabizing moments}}{\Sigma \text{Over turning moments}} = \text{معامل الأمان ضد الانقلاب} \quad \text{..... (13-13)}$$

أى أنه بالإشارة إلى الشكل (١٣-١٥) فإن :

مجموع عزوم الاتحاء المسببة لاتزان الحائط =

$$M_{RS} = W_1 \cdot x_1 + W_2 \cdot x_2 + (W_3 + W_4) \cdot x_3$$

مجموع عزوم الاتحاء المسببة للدوران أو الانقلاب =

$$M_{over} = E \cdot y_1 + E_2 \cdot y_2$$

$$\therefore F.S = \frac{M_{RS}}{M_{over}} \geq 1.5 \text{ or } (2) \quad \text{..... (13-13)}$$

١٣-٥-٣ متطلبات الاتزان الإنشائي:

إن متطلبات الاتزان الإنشائي هو :

- ١ - توفير معامل أمان ضد انهيار التربة بالتحميل.
- ٢ - أقصى هبوط التربة تحت الحائط لا يتعدى الحدود المسموح بها لنوعية التربة.
- ٣ - إن جميع القطاعات الحرجة ذات أبعاد وحديد تسليح كافى لمجابهة القوى الداخلية المتولدة فيها..

- بالنسبة لتوفير معامل أمان ضد انهيار التربة:

يتم ذلك بحيث لا تتعدى أقصى إجهاد واقع على التربة من جراء جميع الأحمال الواقعة على القاعدة أعلى التربة عن أقصى قيمة مسموح بها لنوعية التربة وكما ذكرنا سابقاً بحيث :

$$\text{i.e. } f_{\max} = \frac{W}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] \leq f_{n \text{ soil all}} \quad \text{..... (13-14)}$$

- بالنسبة لأقصى هبوط للتربة أسفل القاعدة:

• كما هو معروف فإن الحوائط المشيدة على تربة رملية لا تعاني غالباً من الهبوط طويل المدى كالذى يحدث أثناء تصلب التربة الطينية ويكون معظم الهبوط فى هذه الحالة هبوط مرن ويحدث كله أو معظمه أثناء الإنشاء. أما الحوائط المشيدة على تربة طينية فإن الهبوط يجب تقديره وتقديره وتجنب هبوط نسبى متفاوت (غير متساوى) وذلك عن طريق تصميم الحائط بحيث تقع المحصلة قريبة من منتصف القاعدة وهذا يقلل من ميل الحائط (Tilting).

• إن عدم الهبوط فى الحوائط المشيدة على الصخر يمثل مشكلة من نوع آخر ألا وهى أن عدم ميل الحائط إلى الخارج لن يسمح لضغوط التربة لتكوين الضغط الإيجابى (الفعال) (active pressure) وعليه فإن قطاعات الحائط الناتجة فى غياب هذا التحرك ستكون غير اقتصادية، وللسماح بالحركة المطلوبة يتم وضع وسادة من الرمل بسمك حوالى ٣٠ سم أسفل القاعدة.

• هذا وتجدر الإشارة إلى أن الهبوط الغير متساوى فى الاتجاه الطولى للحائط والمحتمل حدوثه وخاصة إذا ما كان هذا التباين ممتداً لمسافات كبيرة ينعلم فيها تأثير عمل الحائط ككوبرى (Bridge-over) فوق تلك المناطق المنضغطة. وينجم ذلك حدوث شروخ رأسية فى الحائط وتصدع الحائط.

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يمكن زيادة مقاومة التربة أسفل الحوائط باستخدام تربة إحلال باستبدال التربة الضعيفة أو تقويتها وتثبيتها كما يمكن اللجوء إلى استخدام الأساسات الخازوقية إذا كانت الطبقات السطحية ضعيفة أو منضغطة لضمان ثبات الحائط ولمنع الهبوط الغير متساوى سواء عرضياً أو طولياً على امتداد الحائط.

- بالنسبة لمقاومة القطاعات الحرجة للعناصر الإنشائية المكونة للحائط:

• لآى حائط ساند كابولى على شكل حرف (T) والمبين بالكروكى شكل (١٣-١٧) ومكون من جزع الحائط (stem) والكعب (Toe) والقدم (heel)

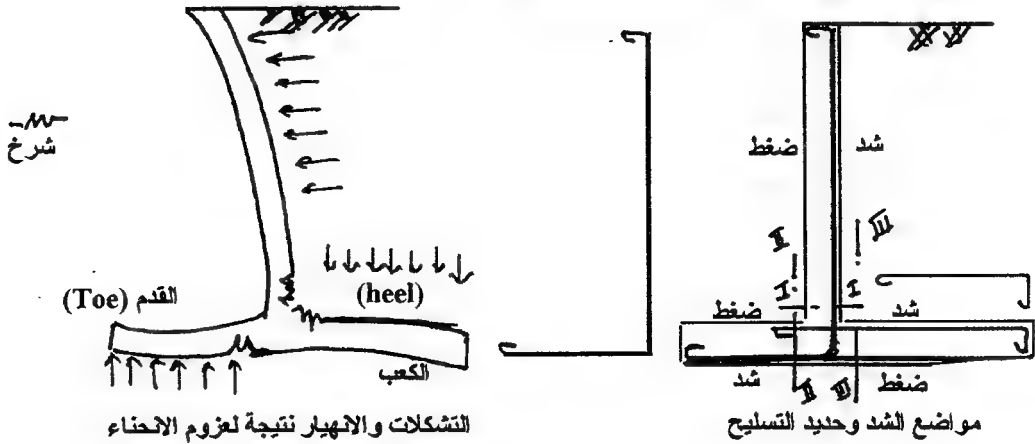
RETAINING WALLS

والمعرض لضغط جانبي خلف الحائط فإنه يحدث تشكلات في هذه المكونات طبقاً لما هو مبين حيث بالنسبة للجذع يحدث شد على السطح الداخلى خلف الجذع وكذلك يحدث الشد على السطح السفلى للكعب والسطح العلوى للقدم الأمر الذى يتطلب ضرورة وضع حديد التسليح فى مواضع الشد هذه لذلك فإن القطاعات الحرجة هي :

القطاع (I-I) بالنسبة للجذع

والقطاع (II-II) بالنسبة للقدم

والقطاع (III-III) بالنسبة للكعب



شكل (١٣-١٧)

• كأي منشأ خرساني فإن جميع القطاعات الحرجة فى جميع العناصر الإنشائية المكونة لهذا المنشأ يجب أن تكون آمنة وذات مقاومة (قطاع وحديد تسليح) قادرة على تحمل القوى الداخلية التى تتولد فيها نتيجة للقوى الخارجية وهى عزوم الانحناء (M) والقوى القاصة (Q) وعليه فإنه يجب تحقيق الشرطين التاليين:

$$M_{\text{internal}} \geq M_{\text{external}}$$

$$Q_{\text{internal}} \geq Q_{\text{external}}$$

بجانب ضرورة استيفاء بعض الاشتراطات التالية اللازمة لأداء هذه القطاعات بكفاءة عالية منها :

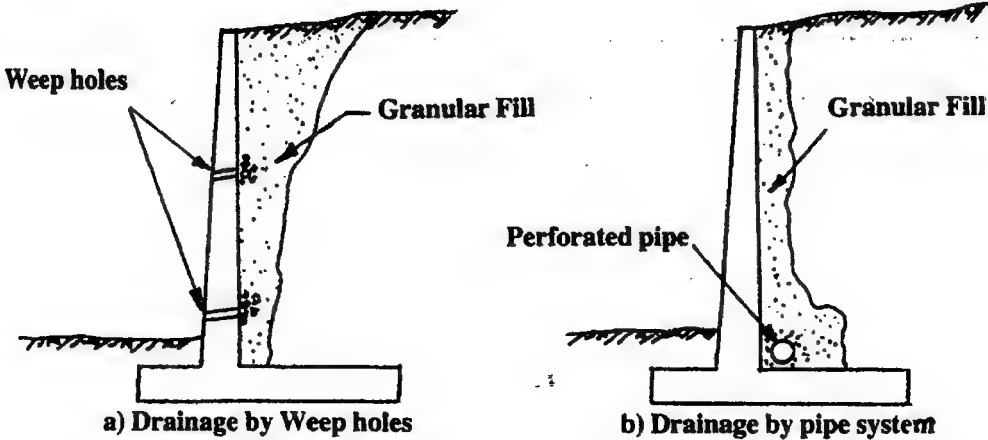
RETAINING WALLS

- ١- ضرورة وضع حديد التسليح بالقرب من السطوح الخارجية مع ضرورة تحقيق غطاء خرساني لا يقل عن ٥-٧ سم في حالة ملامسة القطاعات للتربة.
- ٢- تحقيق مواضع إنهاء حديد التسليح بالنسبة لمناطق الشد والضغط وعمل الوصلات اللازمة في الأماكن المسموح بها وطبقاً للكود المصري لتصميم وتنفيذ الخرسانة المسلحة.
- ٣- يجب تحقيق الحد الأدنى لحديد التسليح الرئيسي لكل من الحائط والقاعدة.
- ٤- يتم وضع حديد التسليح في الحوائط ذات سمك أكبر من ٢٥ سم في صورة صفيين الصنف الخارجي (الغير ملاصق للتربة) يعادل حوالى من (٢/١ - ٣/٢) كمية الحديد المطلوبة بينما الصنف الداخلى (الملاصق للتربة) يعادل حوالى من (٣/١ - ٢/١) كمية الحديد المطلوبة.
- ٥- يجب ضرورة وضع حديد ثانوى لزوم الاتكماش والحرارة يعادل ٠,٢% من مساحة القطاع الخرساني ويتم توزيعها على كامل طول الحائط.

٦-١٣ ملحوظات هامة عند تصميم وتنفيذ الحوائط الساندة:

- ١- عند تصميم قطاعات الحائط الساند فإن استخدام قيمة الضغط الإيجابي الفعال لا يكون صحيحاً إلا للقطاعات العليا من الحائط ويستحسن استخدام قيمة أعلى من ذلك للقطاعات القريبة من القاعدة [قيماً تقترب من حالة الراحة (Pressure at Rest)]. على أن تلك التوصية لا تسرى فقط على القطاعات الخرسانية وعلى التصميم الإنشائي حيث تكون القطاعات مسئولة عن مقاومة ضغط التربة في جميع مراحل الإنشاء وعلى طوال عمر الحائط إلا أن متطلبات الاتزان تكون أقل من ذلك والسبب أن انهيار الحائط بالانزلاق أو الدوران يكون مصحوباً بحركة كبيرة مما يعطى كامل الفرصة للضغط الجانبي أن يصل إلى الحد الأدنى وعليه فدراسة اتزان الحائط تتم تحت ضغوط التربة الإيجابية.
- ٢- عند تقدير خواص التربة المستخدمة كردم خلف الحائط يجب مراعاة أن التربة الطبيعية غير المقلقلة تعطى ضغطاً إيجابياً أقل من التربة المقلقلة وذلك نظراً لكبر معاملات القص للتربة الغير مقلقلة كما وأن وحدة أوزان التربة المستخدمة

- لحساب الضغط الفعال يجب أن تكون وحدة الأوزان للتربة المدموكة وليست السائبة أي أنه يجب البحث عن أسوأ تأثير لضغط وحالة التربة خلف الحائط.
- ٣- يجب مراعاة ضرورة أخذ منسوب المياه الحرة خلف الحائط حيث أن ذلك يؤدي إلى زيادة كبيرة في الضغط الجانبي على الحائط الساند وبالرغم من استخدام وحدة الأوزان المعومة (γ_{subm}) للتربة فإن محصلة القوى الجانبية يزيد في وجود سطح ماء حر عن تربة مشبعة بالماء. على أن بعض الحوائط الساندة تكون معرضة لهذا الضغط الهيدروستاتيكي نظراً لظروف التشغيل الخاصة بتلك الحوائط وذلك كما هو الحال في الحوائط المكونة للأحواض الجافة الخاصة بإصلاح السفن وجدران الأنفاق المشيدة بجوار مصادر مياه مستمرة كالبحار أو الأنهار الكبيرة.
- ٤- يجب ضرورة تزويد الحوائط الساندة بنظم صرف المياه من خلف الحائط وتتراوح تلك النظم من فتحات (Weep Holes) في الحائط الرأسى (Stem) إلى مد ماسورة مثقبة على بلاطة الكعب موازية للحائط ومؤدية إلى مصرف خارجى لسحب المياه من خلف الحائط. ويبين الشكل (١٣-١٨) فتحات الصرف ونظام الصرف المغطى المستخدممان لحماية الحائط من تواجد سطح مياه حرة أو حتى وصول التربة خلف الحائط إلى درجة التشبع (Saturation State) الغير مستحب كما ذكرنا سابقاً.



شكل (١٣-١٨) طرق صرف المياه من خلف حائط ساند

٧-١٣ خطوات تصميم الحوائط الساندة الكابولية:

- ١- يتم فرض أبعاد وقطاعات ابتدائية تقديرية أولية للعناصر المكونة للحائط الساند (الحائط - الكعب - القدم).
- ٢- يتم حساب الأحمال التشغيلية الواقعة على الحائط وهذه الأحمال تتضمن :
 - أ (وزن الحائط والقاعدة.
 - ب (وزن التربة أعلى كعب الحائط.
 - ج (الحمل الواقع على التربة عند سطح الأرض (Surcharge).
 - د (الضغط الجانبي الفعال للتربة خلف الحائط نتيجة ضغط التربة والحمل الواقع على التربة عند السطح.
 - هـ (الضغط الجانبي السلبي.
 وذلك كما شرحنا سابقاً.
- ٣- يتم التحقق من شروط الاتزان والاستقرار للحائط وذلك بتحقيق :
 - معامل الأمان ضد الانزلاق $F.S = \frac{F_R}{(E_1 + E_2)} \geq (1.5) \text{ or } (2)$
 - معامل الأمان ضد الانقلاب $F.S = \frac{M_{stab}}{M_{over}} \geq (1.5) \text{ or } (2)$
 - معامل الأمان ضد انهيار التربة $f_{max \text{ soil}} \leq f_{net \text{ all soil}}$
- ٤- يتم عمل التصميم الإنشائي للقطاعات الحرجة لجميع العناصر الإنشائية المكونة للحائط الساند [الجذع (wall) والكعب (Hell) والقدم (Toe)] وذلك عن طريق إيجاد السمك وحديد التسليح اللازم لمقاومة القوى الداخلية المتولدة فيها.
- ٥- يتم عمل رسومات للأبعاد الخرسانية وتفصيل حديد التسليح مبيناً عليها الأبعاد والمناسيب وخلافه.

٨-١٣ تصميم الحوائط الساندة لمقاومة القوى الداخلية المتولدة

فيها (التصميم الإنشائي للحوائط):

- ★ بخلاف الاتزان الخارجى ومنع انهيار التربة السابق الإشارة إليهما يتم إيجاد القوى الداخلية المؤثرة على العناصر المكونة للحائط الساند وذلك بعد حساب قيمة القوى الخارجية المؤثرة عليها من أوزان التربة وضغوطها ثم باستخدام التحليل الإنشائي واتزان القوى الخارجية مع الداخلية المتولدة فى هذه العناصر يتم إيجاد

RETAINING WALLS

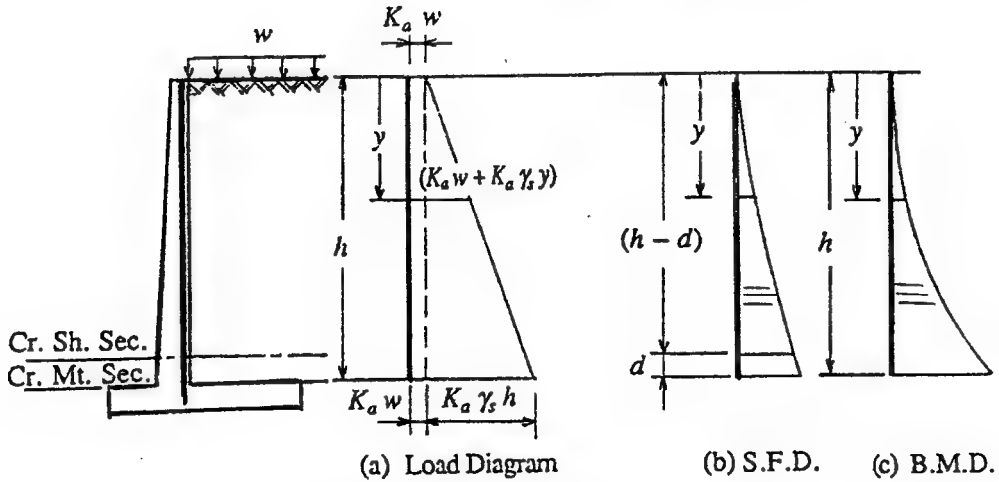
وتوزيع كل من عزوم الانحناء والقوى القاصة على هذه العناصر وبالتالي تحديد القطاعات الحرجة ومن ثم أقصى قوى داخلية ممثلة فى أقصى قيم لكل من عزوم الانحناء والقوى القاصة ثم يتم تصميم هذه القطاعات بالطرق المعروفة لتصميم هذه القطاعات والسابق شرحها فى أجزاء الخرسانة المسلحة.

★ وفيما يلى بيان بكيفية تصميم العناصر المختلفة للحوائط الساندة الكابولية:

- بالنسبة للحائط الساند الكابولى:

i - تصميم جذع الحائط (wall stem):

- وهنا يعمل الحائط ككابولى معرض إلى قوة ضغط عرضية نتيجة لكل من التربة والحمل فوقها.
- يبين الشكل (١٣-١٩) حائط ساند كابولى معرض إلى ضغط التربة المثلى وضغط التراب المستطيل الناتج من الـ (Surcharge) حيث قيمة كل من القوى القاصة وعزم الانحناء عند أى نقطة تبعد بمسافة قدرها (y) من السطح العلوى للحائط.



شكل (١٣-١٩) تصميم جذع الحائط الساند

عزم الانحناء:

$$M = \frac{\gamma_s k_a y^3}{6} + \frac{w k_a \cdot y^2}{2}$$

القوى القاصة:

$$Q = \frac{\gamma_s k_a y^2}{2} + w k_a \cdot y$$

ويبين الشكل (١٣-١٩) منحنى توزيع كلاً من عزم الانحناء والقوى القاصة مع اعتبار أن الحائط ذات نهاية مثبتة عند نهاية ارتفاعها مع بيان مواضع القطاعات الحرجة لكل منها.

• القطاع الحرج لعزم الانحناء عند نهاية الحائط أى عند $y = h$

$$\therefore M_{\max} = \frac{\gamma_s k_a \cdot h^3}{6} + \frac{w k_a \cdot h^2}{2} \quad \dots\dots\dots (13-15) *$$

• القطاع الحرج للقوى القاصة عند قطاع يبعد مسافة (d) من نهاية الحائط أى عند $y = (h - d)$

$$\therefore Q_{\max} = \frac{\gamma_s k_a}{2} (h - d)^2 + k_a w \cdot (h - d) \quad \dots\dots\dots (13-16) *$$

• بجانب عزم الانحناء والقوى القاصة توجد هناك قوة عمودية (N.F) ذات قيمة قصوى عند القطاع الحرج فى نهاية الحائط تساوى وزن الحائط (W_1) .

$$\text{i.e. } N_{\max} = W_1 (\text{Comp}^n) \quad \dots\dots\dots (13-16) *$$

• وعليه كخطوة أولى يتم تصميم القطاع الحرج لمجابهة الإجهادات العمودية الواقعة على القطاع الحرج عند نهاية الحائط وذلك نتيجة كل من (M_{\max}) ، (N_{\max}) وذلك حسب حالة القطاع هل هو قطاع عادى أم قطاع مائى وطبقاً للطرق المعروفة للتصميم وذلك بإيجاد كل من (t) ، حديد التسليح (A_s) ، على جانبى القطاع الحرج حيث الحديد الرئيسى (A_s) ناحية ضغط التراب ويجب امتداده وربطه جيداً بالقاعدة وذلك بأقل طول رباط كافى $(\phi 50)$. وحيث أن عزم الانحناء يقل كلما ارتفعنا إلى أعلى الأمر الذى يمكن من تقليل عدد الأسياخ ومساحتها بالتناسب مع كل من عزم الانحناء والسمك المناظر عند كل قطاع أى نهو حديد التسليح وإيقافه عند قطاعات معينة مع التحقق من طول الرباط طبقاً لما هو وارد

RETAINING WALLS

فى الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة، هذا ونود أن نوجه العناية أنه يجب لضرورة خطوات التنفيذ بأن الحائط ينفذ بعد القاعدة الأمر الذى يتطلب ضرورة وجود أشاير رباط بعدد وطول كافى خارجة من القاعدة بطول لا يقل عن ٢,٠٠ متر.

• وكخطوة ثابتة يتم التحقق من إجهادات القص المصاحبة للقوى القاصة بشرط :

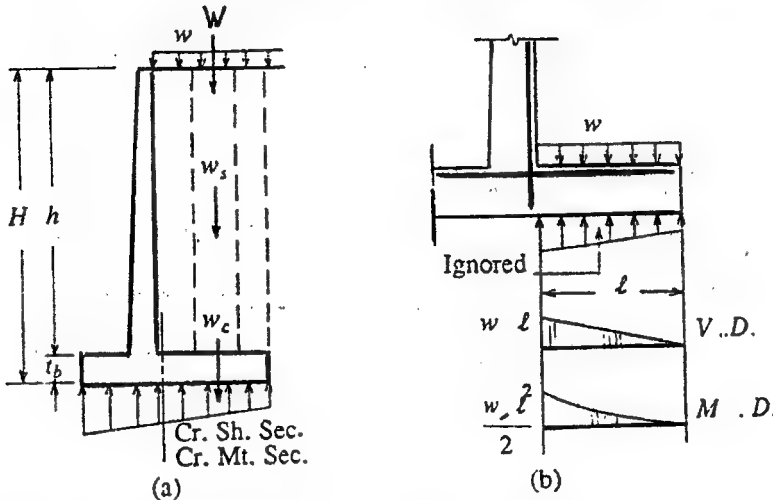
$$q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{0.87 b d} - \frac{M}{0.87 b d^2} \tan \alpha \leq q_{\text{all}} (1) \quad (6 \text{ kg/cm}^2)$$

وذلك لأنه لا يفضل عمل تكسيح فى مثل هذه الحوائط.

حيث (α) هو ميل الوجه الأمامى للحائط والذى فى الغالب يكون فى حدود ٥٠%.

ii - تصميم كعب الحائط (Design of Heel)

• يتم تصميم الكعب على أساس أنه يعمل ككابولى مثبت فى الحائط معرض إلى وزنه إلى أسفل بجانب وزن التربة أعلاها وكذلك الحمل الناتج من الـ (Surcharge) وذلك من أعلى أسفل بالإضافة إلى ضغط التربة المؤثر عليه من أسفل إلى أعلى كما هو مبين بالشكل (١٣-٢٠).



شكل (١٣-٢٠) الأحمال الواقعة على كعب الحائط السائد وكيفية تصميمه

RETAINING WALLS

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه كثير من المصممين يهملون تأثير ضغط التربة من أسفل إلى أعلى لصغر قيمته بالمقارنة بالأحمال المؤثرة من أعلى إلى أسفل وعليه يكون الحمل المؤثر على الكعب هو حمل مورع بانتظام قدره (w) (وزن المتر الطولى من القاعدة + وزن المتر الطولى من التراب فوق الكعب).

$$\text{i.e. } w = \gamma_c \cdot t_b \times 1.0 + \gamma_s \cdot h \times 1.0 + w \times 1.0 \text{ (t/m')}$$

• وبالتالي يمكن حساب قيمة القوة القاصة وعزم الانحناء عن أى قطاع ويبين الشكل (١٣-٢٠) منحنيات توزيع القوى القاصة وعزوم الانحناء على الكعب حيث :

$$Q_{\max} = w \cdot \ell \quad \text{t/m'}$$

$$M_{\max} = \frac{w \cdot \ell^2}{2} \text{ t.m/m'}$$

كما يبين الشكل (١٣-٢٠) مواضع القطاعات الحرجة لكل من القوى القاصة وعزم الانحناء وهى عند اتصال الكعب مع الحائط (أى على وجه الحائط).

• بناء على قيمة (M_{\max}) يتم تصميم القطاع وإيجاد سمكه (t_b) وحديد تسليحه الرئيسى والذى يجب أن يكون من أعلى الكعب ناحية الشد على أن يمتد حديد التسليح خلف الحائط بمسافة طول رباط كافى (٥٠ مرة قطر السليح).

• يتم التحقق من مقاومة القص وذلك بتحقيق المعادلة :

$$q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{0.87 b d_b} \leq q_{\text{all}} \text{ (6 kg/cm}^2\text{)}$$

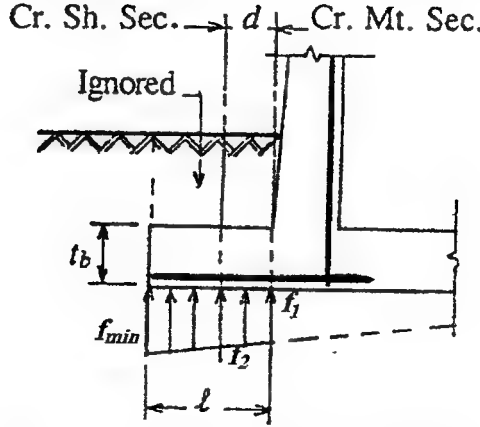
• وهذا ويمكن أن تكون إجهادات القص هى الحاكمة لتصميم الكعب الأمر الذى يبدأ بالتحقق من إجهادات القص بإيجاد (d_m) اللازم لمقاومة أقصى قوة قاصة يلى ذلك التحقق من إجهادات العزم من المعادلة المعروفة

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b = 1.0}} \longrightarrow k_1 \longrightarrow f_c \longrightarrow k_2$$

$$\longrightarrow A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d_b} \text{ (cm}^2 \text{ / m')}$$

-iii- تصميم قدم الحائط (Design of Toe):

- يتم تصميم قدم الحائط ككابولي مقلوب معرض إلى وزنه إلى أسفل بجانب إلى وزن التربة أعلاه إلى أسفل أيضاً وإلى ضغط التربة من أسفل إلى أعلى وهو على شكل شبه منحرف وهذه الأحمال مبينة بالشكل (٢١-١٣)



شكل (٢١-١٣) الأحمال والقطاعات الحرجة وكيفية تصميم قدم الحائط الساند

- إنه في العادة يتم إهمال وزن التربة أعلى قدم الحائط نظراً لاحتمال نحرها وعليه فإن الأحمال التصميمية تتوزع خطياً بمعدل :

$$w = f - \gamma_c \cdot t_b \cdot \frac{t}{m}$$

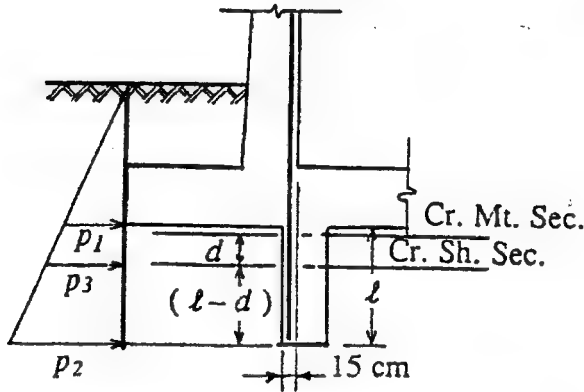
حيث (f) هو قيمة ضغط التربة على الأساس عند أي نقطة على التوزيع الخطي المحصور بين (f_{max}) ، (f_{min}) على طول القدم (l) كما هو مبين بالشكل (٢١-١٣)، (t_b) هو سمك القاعدة (القدم).

- من كيفية حساب الضغوط على القاعدة يتم حساب قيم أقصى قوة قاصة (Q_{max}) عند القطاع الحرج للقص (على بُعد d من وجه الحائط) وكذلك أقصى عزم انحناء (M_{max}) عند القطاع الحرج للعزم (عند وجه الحائط).

- يتم تصميم القطاع على أساس مقاومة (M_{max}) ثم التحقق من إجهادات القص أي يتم إيجاد كل من عمق القطاع ومساحة الحديد المطلوبة (A_s) وهذا الحديد الرئيسي يتم وضعه أسفل القدم بجانب التربة حيث إجهادات الشد الواقعة على القطاعات مع ضرورة مده خلف الحائط ناحية الكعب بمسافة لا تقل عن مسافة الرباط وهي ٥٠ مرة قطر السيخ.

-iv- تصميم الضفر أو المفتاح (Design of Key):

- يتم تصميم الضفر ككابولي رأسى إلى أسفل نهايته فى القاعدة ومعرض إلى ضغط التربة السلبي (passive pressure) المؤثر عليه مباشرة على كامل طوله (l) وكما هو مبين بالشكل (١٣-٢٢).



شكل (١٣-٢٢) القوى المؤثرة وكيفية تصميم الضفر أو المفتاح لحائط ساند

- وعليه بدلالة قيم ضغط التربة السلبي على الطول (l) يتم حساب القوى القاصة وعزم الانحناء وبالتالي أقصى عزم انحناء (M_{max}) (عند اتصال الضفر مع الحائط أو القاعدة) وأقصى قوة قاصة حرجة (Q_{max}) (عند قطاع يبعد مسافة (d) من النهاية المثبتة لهذا الضفر) وكما هو موضح بالشكل (١٣-٢٢).

- وبناء على ذلك يتم تصميم قطاع الضفر بالطرق الكلاسيكية لمجابهة كل من (M_{max}) ، (Q_{max}) مع إيجاد الحديد الرئيسى وهو حديد رأسى مواجه للضغط السلبي مع مراعاة وضع الضفر بالنسبة للحائط الرأسى (الوجه الخلفى للحائط يبعد مسافة قدرها ١٥ سم من الوجه الأمامى للضفر وذلك حتى يمكن استغلال كمية حديد من الكمية الخاصة بالحائط وامتدادها فى الضفر كما هو مبين بالشكل، أى استمرار حديد الحائط الرأسى فى داخل الضفر.

٩-١٣ الحوائط الساندة الكابولية ذات الدعائم أو السنادات:

١-٩-١٣ مقدمة:

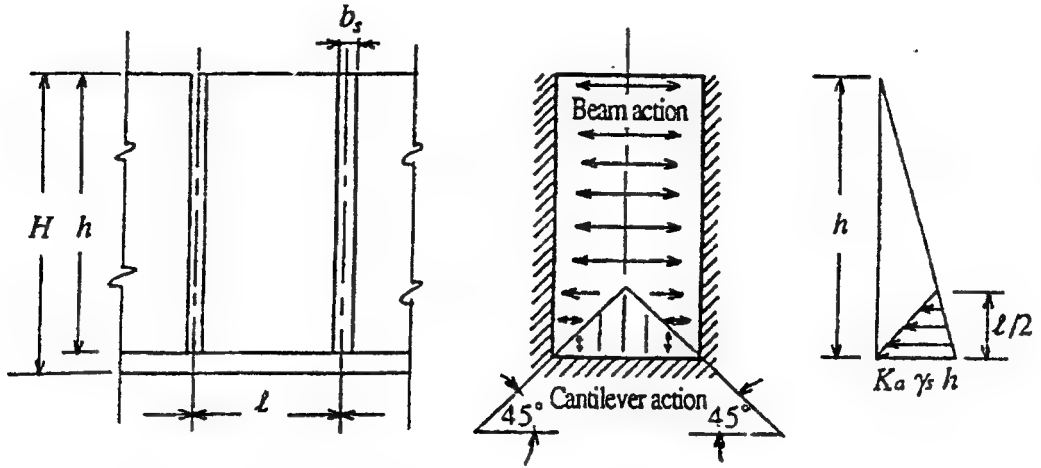
- كما قدمنا سابقاً فإن الحوائط الساندة ذات الدعائم أو السنادات تستعمل عادة عندما يكون ارتفاع الحوائط حوالى من ٨ - ١٢ متر.
- إن تحليل وتصميم الحوائط الساندة ذات الدعائم والسنادات متشابهين ومتماثلين الأمر الذى يجعلنا نتطرق إلى الحوائط الساندة ذات الدعائم فقط.
- إن الحائط الساند ذات الدعائم تتكون من العناصر التالية : بلاطة حائط رأسية وبلاطة قاعدة أفقية بالإضافة إلى عدد من الدعائم الرأسية العمودية على بلاطة الحائط الرأسية التى يتم تقسيطها على مسافات متساوية من طول الحائط.
- إن تقسيط المسافة بين الدعائم الرأسية (l) عامل مهم جداً فى التصميم الاقتصادى لهذا النوع من الحوائط الساندة حيث أنه يتحكم فى الأبعاد الخرسانية وحديد التسليح اللازم لكل من الحائط الرأسى والقاعدة السفلية للحائط وكذلك الدعائم نفسها وذلك نظراً لتدخل هذه الدعائم فى السلوك الإنشائى لكل هذه العناصر.

١-٩-٢ السلوك الإنشائى للعناصر المكونة للحائط الساند ذو الدعائم:

(أ) سلوك بلاطات الحائط الكعب:

a) Behaviour of Wall and Heel Slabs:

- يبين الشكل (١٣-٢٣) مسقط جانبي للحائط الساند حيث بلاطة الحائط تعتبر بلاطة ترتكز فى الجانبين على الدعائم وحررة فى نهايتها العليا ومثبتة فى القاعدة عند أسفلها ومعرضة إلى حمل مثلثى ناتج من ضغط التربة ذو القيمة الأقصى عند نهاية الحائط $(\gamma_s k_a \cdot h)$. وبناء على ذلك يمكن اعتبار أن الحمل المؤثر على البلاطة يتوزع بفعل الكمر (Beam action) فى الاتجاه الأفقى وبفعل الكابولى (Cantilever action) فى الاتجاه الرأسى كما هو موضح.



شكل (١٣-٢٣) توزيع الأحمال على بلاطة حائط الساند ذو الدعائم

وعليه فإن البلاطة يمكن اعتبارها أولاً بلاطة مستمرة مركزة على الدعائم ذات حمل مؤثر في الاتجاه الأفقى معرض إلى حمل يعادل $\frac{4}{3}$ أقصى ضغط وحديدها أفقى وثانياً بلاطة كابولية عند اتصالها مع القاعدة معرضة إلى حمل مثلثى قاعدته قدرها قيمة أقصى ضغط $(\gamma_s k_a h)$ وبارتفاع $(l/2)$ وكما هو موضح بالشكل (١٣-٢٣) وعليه يكون قيمة أقصى عزم انحناء في الاتجاه الرأسى لشريحة رأسية قدرها ١,٠٠ متر من بلاطة الحائط يعادل :

$$M_{\text{vertical max}} = \frac{1}{2} \left[\gamma_s k_a \cdot h \cdot \frac{l}{2} \right] \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{l}{2} = \frac{1}{24} \gamma_s k_a h l^2 \quad *$$

وحيث أن قيمة أقصى عزم انحناء باعتبار البلاطة كابولية بارتفاع (h) هو (M_0) وقدره

$$M_0 = \frac{1}{2} [\gamma_s k_a \cdot h \times h] \frac{h}{3} = \frac{1}{6} k_a \gamma_s h^3 \quad \dots\dots\dots (13-17) *$$

ومن هاتين المعادلتين ينتج أن :

$$\frac{M}{M_0} = \left(\frac{l}{2h} \right)^2$$

$$\text{i.e. } M = \text{constant} \times M_0 = K M_0 \quad \dots\dots\dots (13-18) *$$

RETAINING WALLS

حيث الثابت (K) يعتمد على قيمة $\left(\frac{\ell}{h}\right)$ أى على نسبة تقسيط الدعائم بالنسبة لارتفاع الحائط والتي تبين منها :

$$M = M_0 \quad \longleftarrow \quad \left(\frac{\ell}{h} = 2\right) \quad \text{فى حالة}$$

$$M = M_0 / 4 \quad \longleftarrow \quad \left(\frac{h}{\ell} = 1\right) \quad \text{فى حالة}$$

$$M = M_0 / 16 \quad \longleftarrow \quad \left(\frac{h}{\ell} = \frac{1}{2}\right) \quad \text{فى حالة}$$

$$M = M_0 / 36 \quad \longleftarrow \quad \left(\frac{h}{\ell} = \frac{1}{3}\right) \quad \text{فى حالة}$$

يتبين مما جاء به عليه بأنه فى حالة $\left(\frac{\ell}{h} \geq 2\right)$ لا يحدث أى نقص فى قيمة عزم الانحناء المتولد فى الحائط بينما عندما تكون $\left(\frac{\ell}{h}\right)$ ما بين $\left(\frac{3}{1} - \frac{2}{1}\right)$ فإنه يحدث نقص ملحوظ فى قيمة عزم الانحناء الأمر الذى يوضح مدى ضرورة اختيار النسبة $\left(\frac{\ell}{h}\right)$.

• باختبار النسبة $\left(\frac{\ell}{h}\right)$ ما بين $\left(\frac{3}{1}, \frac{2}{1}\right)$ يجعل البلاطة تسلك سلوك البلاطة ذات الاتجاه الواحد (one-way slab) ومحملة بحمل ذو قيمة قصوى تعادل ضغط التربة عند أسفل الحائط.

ب) سلوك الدعائم الرأسية:

b) Behaviour of Counter Forts:

- كما أشرنا سابقاً بأن الدعائم تسلك فعل الكوابيل المثلية الشكل مثبتة فى بلاطة القاعدة ومعرضة إلى ضغط أفقى من التربة نتيجة لرد الفعل من البلاطة الرأسية المرتكزة عليها.
- ونظراً للشكل المثلى للدعائم وصغر نسبة طولها بالنسبة لارتفاعها فإنه يجب توخى الحذر عند تصميمها وعند تحديد حديد تسليحها بالإضافة إلى ضرورة عمل الاحتياطات اللازمة نحو أطوال الرباط لحديد تسليحها الأفقى والرأسى فى كل من بلاطة الحائط وبلاطة الكعب لتجنب تمزقها وانسلاخها من هذه العناصر كما وضعنا سابقاً.

نسب وأبعاد الحوائط الكابولية ذات الدعائم:
كما بينا سابقاً :

عرض القاعدة $B = (0.4 \sim 0.7) H$

يتم وضع الحائط على بُعد $\left(\frac{B}{4}\right)$ إلى $\left(\frac{B}{3}\right)$ من حافة القدم

المسافة بين الدعائم الرأسية (ℓ) يتراوح ما بين $H (0.3 \sim 0.6)$ و ℓ وبطول من ٣-٤ متر كحد أقصى.

سمك الحائط الرأسى عند القاعدة $t_{wall} = \left(\frac{H}{14} \approx \frac{H}{12}\right)$

سمك القاعدة يعادل سمك الحائط الرأسى عند القاعدة

i.e. $t_b = \left(\frac{H}{14} \approx \frac{H}{12}\right)$

سمك الدعائم بين ٢٠ - ٤٠ سم

١٣-٩-٣ اتزان الحوائط الكابولية ذات الدعائم:

- Stability of C.F Retaining Wall:

بإهمال وزن الدعائم فإن اتزان هذا النوع من الحوائط الكابولية ذات الدعائم يصبح مماثلاً لاتزان الحوائط الساندة الكابولية والسابق الإشارة إليها.

١٣-٩-٤ التصميم الإنشائى للعناصر الإنشائية المكونة للحوائط الكابولية ذات الدعائم:

- Structural Design of Elements of C.F Retaining Walls:

بالنسبة لتصميم بلاطة الحائط الرأسى:

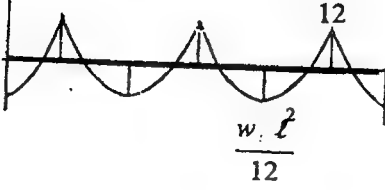
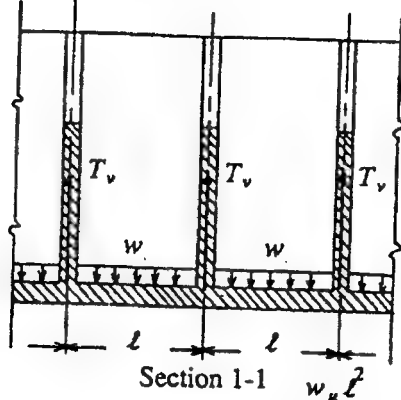
- يتم تصميم البلاطة باعتبار شريحة أفقية ذات عرض ١,٠٠ متر معرضة إلى حمل نتيجة لضغط التربة الجانبى الفعال [الحمل المثلى + الحمل المستطيل]. بالإشارة إلى الشكل (١٣-٢٤) فإن هذه الشريحة معرضة إلى أقصى قيمة من الضغط (P_{wall}) عند اتصالها مع القاعدة وهى مركزة على مجموعة ركائز هى الدعائم على مسافات قدرها (ℓ) [القطاع 2-2] حيث :

$$P_{wall} = [\gamma_s k_a h + w k_a] \quad t/m^2$$

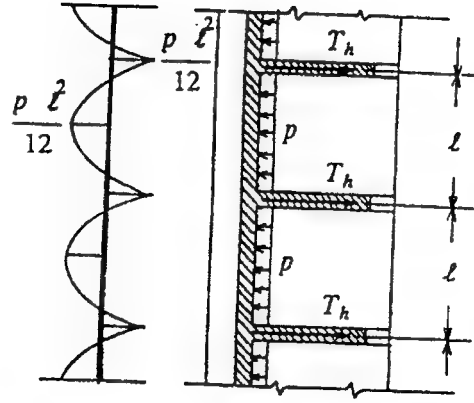
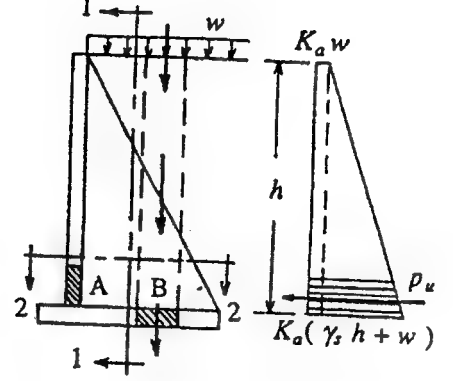
وبالتالى يكون أقصى عزم انحناء يعادل :

RETAINING WALLS

$$M_{\max \text{ wall}} = \pm \frac{P_{\text{wall}} \ell^2}{12} \quad \text{m.t/m}^* \quad \dots\dots\dots * (13-19)$$



M_u . D. of strip B



M_u . D. of strip A Section 2-2

شكل (١٣-٢٤) تصميم الحائط والكعب في الدوائف ذات الدعائم

وأيضاً تتعرض الحائط إلى قوى قاصة قصوى عند القطاع الحرج الذي يبعد مسافة قدرها (d) من أوجه الدعائم وبالتالي فإن أقصى قوة قاصة يمكن تقديرها كالآتي :

$$Q_{\max} = P_w \left[\left(\frac{\ell - b_{\text{coun}}}{2} \right) - d \right] \quad \text{t/m}^* \quad \dots\dots\dots * (13-20)$$

حيث (b_{coun}) : هو عرض الدعائم
(d) : هو سمك بلاطة الحائط

وبمعلومية قيم (M_{max}) ، (Q_{max}) يتم تصميم ببلاطة الحائط وذلك بحيث لا تتعدى الإجهادات المؤثرة عليها أقصى إجهادات مسموح بها لكل من الإجهادات العمودية والقاسية أى إيجاد قيمة (d) ، (A_s) اللازمتين لأمان الحائط. وهذا الحديد (A_s) هو المطلوب لقطاع عند أسفل بلاطة الحائط وبالتالي يمكن تقسيطه ليتناسب مع نقص كلاً من حمل الضغط المؤثر وقيمة عزم الانحناء المناظر له وبشرط ألا يقل حديد التسليح عن الحد الأدنى المطلوب.

- بالنسبة لتصميم بلاطة الكعب:

بالإشارة إلى الشكل السابق (١٣-٢٤) يمكن اعتبار بلاطة الكعب هي بلاطة مرتكزة على الدعائم وحررة فى النهاية ومثبتة فى الحائط وهى نفس ظروف النهاية للحائط، أى يمكن اعتبار شريحة أفقية معرضة إلى حمل رأسى منتظم التوزيع نتيجة لوزن البلاطة نفسها ووزن التربة فوقها والحمل الواقع عليها رأسياً مع إهمال رد فعل التربة على القاعدة إلى أعلى.

أى أنها كمرة مستمرة طولها (l) مرتكزة على الدعائم ومعرضة إلى حمل يعادل :

$$P_{heel} = \gamma_c \cdot t_b + \gamma_s \cdot h + w \quad t/m$$

وبالتالى للشريحة (2-2) ذات العرض ١,٠٠ متر فإن القوى الداخلية المتولدة هى عزوم الانحناء والقوى القاسية.

أقصى عزم انحناء موجب أو سالب

$$M_{max \text{ heel}} = \frac{\pm P_{heel} \cdot l^2}{12} \quad \dots\dots\dots * (13-21)$$

وذلك عند القطاعات الحرجة وهى عند منتصف المسافة بين الدعائم (الموجب) وعند الدعائم نفسها (العزم السالب)، وأن أقصى قوة قاسية هى عند قطاع يبعد مسافة قدرها (d) من الدعامة وقيمه تعادل :

RETAINING WALLS

$$Q_{\max \text{ heel}} = P_{\text{heel}} \left[\left(\frac{\ell - b_{\text{coun}}}{2} \right) - d \right] \quad \text{t/m}^* \quad \dots\dots\dots * (13-22)$$

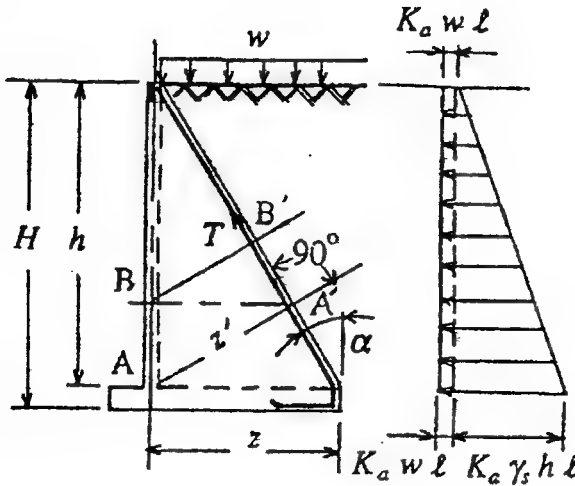
- بمعلومية (M_{\max}) ، للكعب يمكن تصميمه وإيجاد قيمة سمك القاعدة (t_b) وحديد تسليحها الموجب والسالب وذلك باتباع نفس الطريقة السابقة على ألا يقل حديد التسليح (A_s) عن الحد الأدنى.

ملحوظة:

هذا وتجدر الإشارة إلى أنه من الضروري وضع حديد ثانوى فى الاتجاهات العرضية لكل من الحائط والكعب وذلك لمجابهة الإجهادات الثانوية من توزيع الأحمال الحقيقى بالإضافة إلى تأثير كل من الانكماش ودرجات الحرارة.

بالنسبة لتصميم الدعائم:

- يمكن اعتبار الدعائم ما هى إلا كوابيل شكلها مثلثى ذات نهاية مثبتة عند القاعدة (fixed at base) ومعرضة إلى الحمل المنقول لها من باكيتين متجاورتين أى إلى حمل ذو قيمة تعادل $(k_a \cdot w \cdot \ell)$ عند سطح الأرض إلى $(k_a \cdot w \cdot \ell + \gamma_s k_a h \ell)$ عند القاعدة وكما هو مبين بالشكل (١٣-٢٥).



شكل (١٣-٢٥) الأحمال والقوى الخارجية المؤثرة على الدعائم

- يتم إيجاد القوى الداخلية المعرضة لها الدعائم ممثلة فى عزم انحناء والقوى القاصة نتيجة لهذا الحمل وبالتالي أقصى عزم انحناء يكون عند القطاع الحرج عند القاعدة وكذلك أقصى قوة قاصة عند القطاع الحرج (A`B) المبين بالشكل (١٣-٢٥) حيث :

$$\begin{aligned}
 M_{\max \text{ count}} & \text{ أقصى عزم إنحناء على الدعامة} \\
 & = w k_a \cdot \ell \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \gamma_s k_a \cdot \ell \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{3} \\
 & = w \ell k_a \cdot \frac{h^2}{2} + \gamma_s k_a \cdot \ell \cdot \frac{h^2}{6} \quad \dots\dots\dots (13-23) *
 \end{aligned}$$

، (Q_{max count}) أقصى قوة قاصة ولتكن

- بمعلومية قيم (M_{max count}) ، (Q_{max count}) يمكن تصميم قطاع الدعامة بتحقيق العمق اللازم ومساحة حديد التسليح المطلوب لمجابهة إجهادات العزوم وإجهادات القص.

$$\begin{aligned}
 d_{\text{count}} & = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max \text{ count}}}{b_{\text{count}}}} \quad , \quad A_s = \frac{M_{\max \text{ count}}}{k_2 d_{\text{count}} \cdot \cos \alpha} \text{ (cm}^2\text{)} \\
 q_{\max} & = \frac{Q_{\max}}{0.87 b d_{\text{count}}} - \frac{M_{\max}}{0.87 b d_{\text{count}}^2} \cdot \tan \alpha \leq q_{\max \text{ all}}
 \end{aligned}$$

- يجب أن يتم وضع الحديد (A_s) فى الاتجاه المائل للدعامة مع ضرورة ربطه جيداً بالقاعدة وبالحائط وذلك بمد هذا الحديد بالقاعدة بطول رباط كافى.

ملحوظة هامة:

- بالإضافة إلى حديد التسليح الرئيسى يجب وضع حديد تسليح إضافى فى الدعائم وذلك لمنع تمزيق أو انسلاخ الدعامة من الحائط الرأسى أو من الكعب الأفقى وذلك عن طريق وضع مجموعتين من الحديد إحداها أفقية وأخرى رأسية فى شكل كانتات ذات فرعين يتم ربطها جيداً وذلك بلفها حول الحديد الرأسى بالحائط الرأسى والكعب الأفقى كما هو مبين بالشكل (١٣-٢٦) وهذا الحديد الأفقى والرأس يمكن حسابه من المعادلات التالية لمقاومة كل من رد الفعل الأفقى (T_h) ورد الفعل الرأسى (T_v) المبينة بالشكل (١٣-٢٦) حيث :

RETAINING WALLS

مساحة الحديد الأفقى للرباط:

$$A_{sh} = \frac{T_h}{f_s} \text{ (cm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots * \quad (13-24)$$

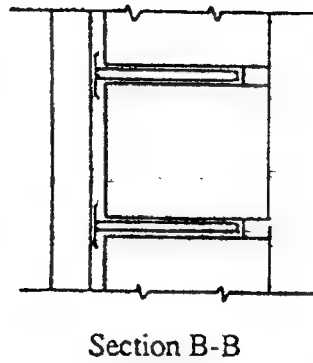
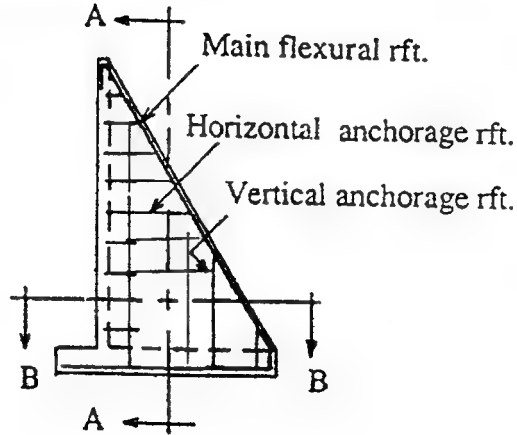
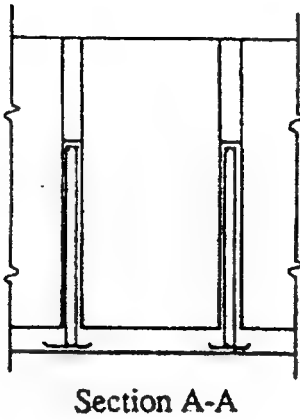
$$T_h = P_{wall} (\ell - b_{count}) \quad (t) \quad \dots\dots\dots * \quad (13-25)$$

مساحة الحديد الرأسى للرباط:

$$A_{sv} = \frac{T_v}{f_s} \text{ (cm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots * \quad (13-26)$$

$$T_v = P_{heel} (\ell - b_{count}) \quad (t) \quad \dots\dots\dots * \quad (13-27)$$

على أن يتم توزيع هذا الحديد على مسافات تعادل (٢٠ - ٥٠ سم).



شكل (١٣-٢٦) حديد تسليح الرباط لمنع انسلاخ الدعائم من كل من الحائط أو والكعب
فى الحوائط الكابولية ذات الدعائم

١٠-١٣ أمثلة محلولة على الحوائط الساندة:

١- المطلوب حساب القطاعات الآمنة لحائط ثقيل (gravity wall) من الخرسانة العادية لتسند ردم ارتفاعه ٥,٥٠ متر ومكون من تربة رملية ذات زاوية احتكاك داخلية $\phi = 32^\circ$ ووحدة أوزان ١,٧٥ طن/م^٣ مع العلم بأن عمق التأسيس ١,٢٠ متر من سطح الأرض والتربة تحت الأساس عبارة عن تربة طينية متماسكة ذات جهد مسموح به لا يتعدى ٢,٠٠ كجم/سم^٢ وتماسك يعادل ٨ طن/م^٢ ووحدة أوزان ١,٨ طن/م^٣ وأن ميل الردم الخلفي يساوى ١٠ مع الأفقى.

الحل:

يبين الشكل التالى (١٣-٢٧) كروكى لأبعاد الحائط الساند الابتدائية حيث :

$$H = 5.5 + 1.2 = 6.7 \text{ ms}$$

ارتفاع الحائط

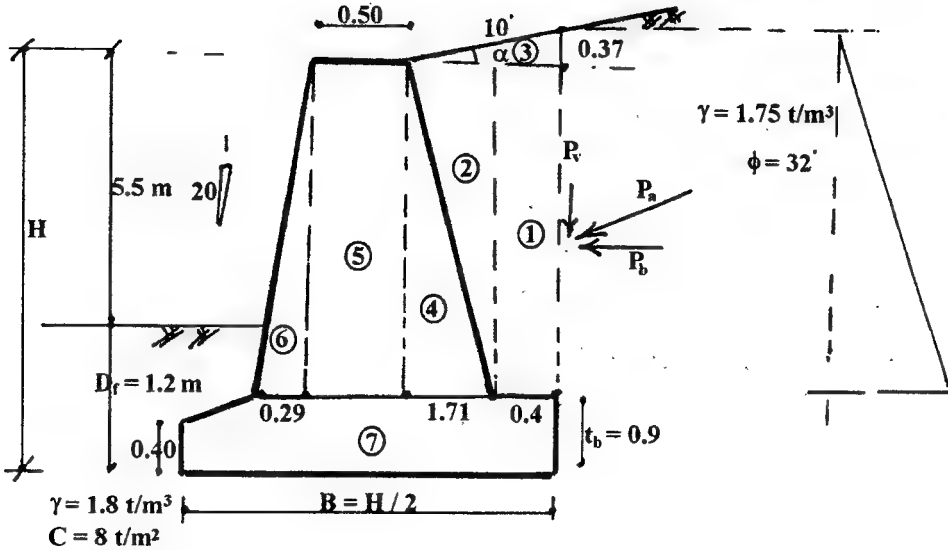
$$B = H / 2 = 3.4 \text{ ms} \quad \text{عرض الأساس}$$

$$\text{Batter} = 1 : 20 \quad \text{ميل أمام الحائط}$$

$$\text{سمك الجذع عند أعلاه يساوى } ٥٠ \text{ سم}$$

$$\text{عمق القاعدة} = ٠,٩٠ \text{ متر}$$

$$\text{طول القدم} = ٠,٥ \text{ متر}$$



شكل (١٣-٢٧) الأبعاد الابتدائية للحائط فى المثال رقم (١)

RETAINING WALLS

• ضغوط التربة على الحائط باستخدام نظرية رانكن :
معامل ضغط التربة =

$$\therefore k_a = \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad \dots\dots\dots * (13-28)$$

حيث (α) هو ميل الردم الخلفي مع الأفقى = 10°

$$\therefore k_a = \frac{\cos 10 - \sqrt{\cos^2 10 - \cos^2 32}}{\cos 10 + \sqrt{\cos^2 10 - \cos^2 32}} = 0.326$$

• قيمة الضغط الفعال الموازى لسطح التربة

$$P_{\text{active}} = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 k_a$$

$$= \frac{1}{2} \times 1.75 \times (7.07)^2 \times 0.326 = 14.3 \text{ t/m}$$

$$\therefore P_h = P_a \cos 10 = 14.1 \text{ t/m} \quad \text{المركبة الأفقية}$$

$$P_v = P_a \sin 10 = 2.5 \text{ t/m} \quad \text{المركبة الرأسية}$$

✱ التحقق من اتزان الحائط:

✱ حساب الأحمال الرأسية:

$$W_1 = 0.4 \times 5.8 \times 1.75 = 4.06 \text{ t/m}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} \times 1.71 \times 5.8 \times 1.75 = 8.68 \text{ t/m}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} \times 2.11 \times 0.37 \times 1.75 = 0.68 \text{ t/m}$$

$$W_4 = \frac{1}{2} \times 1.71 \times 5.8 \times 2.2 = 10.91 \text{ t/m}$$

$$W_5 = 0.5 \times 5.8 \times 2.2 = 6.38 \text{ t/m}$$

$$W_6 = \frac{1}{2} \times 0.29 \times 5.8 \times 2.2 = 1.85 \text{ t/m}$$

$$W_7 = 3.4 \times 0.9 \times 2.2 = 5.26 \text{ t/m}$$

$$W = \Sigma W + P_v = 37.82 + 2.5 = 40.32 \text{ t/m}$$

✱ اتزان الحائط:

i - ضد الانقلاب:

Stablizing Moment (M.S):

عزم الاتزان

$$= 2.5 \times 3.4 + 4.06 \times 3.2 + 8.68 \times 2.43 + 0.68 \times 2.7 + 10.91 \times 1.86 \\ + 6.38 \times 1.04 + 1.85 \times 0.69 + 5.26 \times 1.7 = 81.57 \text{ m.t/m} \rightarrow$$

Overtuning Moment (M.O):

عزم الاتزان

$$P_h \cdot \frac{H}{3} = 14.1 \times \frac{7.07}{3} = 33.23 \text{ m.t/m} \leftarrow$$

وذلك بأخذ العزوم عند نهاية القدم.

∴ معامل الأمان ضد الانقلاب

$$\text{Factor of Safety} = \frac{M.S}{M.O} = \frac{81.57}{33.23} = 2.45 > 1.5$$

ii - ضد انهيار التربة وميل القاعدة:

Against Overstressing & Tilting:

موضع المحصلة الرأسية بالنسبة للقدم

$$\bar{x} = \frac{\sum M}{\sum W} = \frac{M.S - M.O}{\sum W} \\ = \frac{81.57 - 33.23}{40.32} = \frac{48.34}{40.32} \\ = 1.198 \approx 1.2 \text{ ms}$$

مقدار اللامركزية

$$\therefore e = \frac{B}{2} - \bar{x}$$

$$= \frac{3.4}{2} - 1.2 = 0.5 \text{ ms}$$

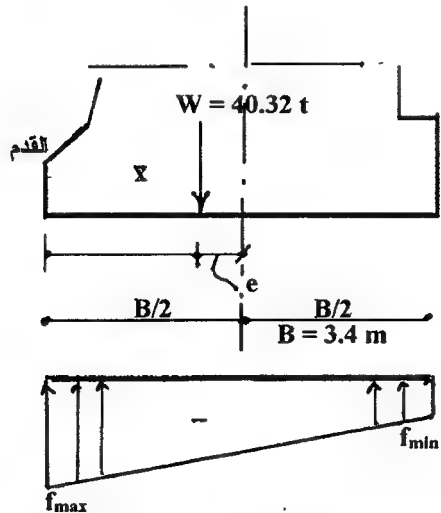
أقصى إجهادات واقعة على التربة

$$f_{\max} = \frac{W}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$\therefore f_{\max} = \frac{40.32}{3.4} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.5}{3.4} \right] = 11.85 [1 \pm 0.88]$$

$$\therefore f_{\max} = 22.28 \text{ t/m}^2 > f_{\text{all}}$$

$$f_{\min} = 1.42 \text{ t/m}^2$$



شكل (٢٨-١٣)

RETAINING WALLS

وحيث أن القيمتين موجبتين إذن الضغط على التربة كله ضغط أى أنه ليس هناك انفصال بين التربة والقاعدة ولكن قيمة أقصى إجهاد (f_{max}) أكبر من الإجهاد المسموح به للتربة وهو ٢,٠٠ كجم/سم^٢ (٢٠ طن/م^٢) الأمر الذى يستلزم ضرورة زيادة عرض القاعدة (B) وأخذها ٣,٦ م مثلاً بزيادة ٢٠ سم فى طول القدم أى يصبح طول القدم ٦٠ سم بدلاً من ٥٠ سم وزيادة ١٠ سم بروز الكعب.

• يتم تكرار الخطوات السابقة حيث بأخذ العزوم حول القدم مرة ثانية.

$$\therefore \Sigma M @ \text{toe} = M.S - M.O + W \times 0.2$$

$$= 81.57 - 33.32 + 40.32 \times 0.2 = 56.404 \text{ m.t/m}^2$$

وحيث أن (W) ذات قيمة ثابتة لا تتأثر $W = 40.32$

$$\bar{x} = \frac{56.404}{40.32} = 1.398 \approx 1.4 \text{ ms}$$

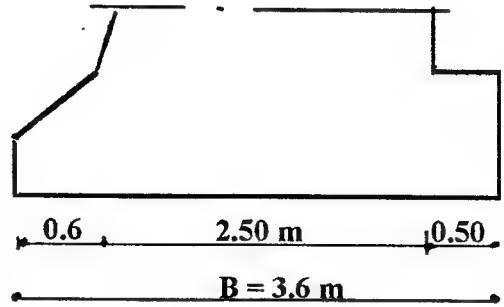
$$\therefore e = \frac{B}{2} - \bar{x} = \frac{3.6}{2} - 1.4 = 0.4 \text{ ms}$$

$$f_{\max}^{\min} = \frac{40.32}{3.6} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.4}{3.6} \right]$$

$$= 11.2 [1 \pm 0.67]$$

$$\therefore f_{\max} = 18.7 \text{ t/m}^2 < f_{\text{all}} \text{ o.k}$$

$$f_{\min} = 3.7 \text{ t/m}^2 (+) \text{ (o.k)}$$



∴ أبعاد القاعدة آمنة لتحمل الإجهادات الواقعة عليها.

iii- ضد الانزلاق (Against Sliding)

$$F.S = \frac{(F_R) \text{ Resisting Force}}{(P_h) \text{ Driving Force}} < 1.5$$

معامل الأمان ضد الانزلاق

القوة المقاومة للانزلاق (F_R) = معامل الاحتكاك ($0.7 \times C$) × عرض القاعدة

$$20.16 \text{ (t)} = 3.6 \times 0.7 \times 8 =$$

$$\therefore P_h = 14.1$$

$$\therefore F.S = \frac{20.16}{14.10} = 1.429 < 1.5 \quad \text{not safe}$$

الأمر الذى يعنى أن القاعدة أو الحائط سوف يحدث لها انزلاق لذلك ولزيادة معامل الأمان (F.S) فإنه يمكن استخدام ووضع كسر حجر أو خلطة ردم أمام

RETAINING WALLS

القدم بسمك ٥٠ سم وبطول ١,٢٠ متر وذلك لتوليد ضغط سلبي يعادل القوة المسببة للانزلاق.

$$\text{i.e. } E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_p$$

وبفرض (ϕ) للتربة كسر الحجر تساوى ٤٠
∴ معامل ضغط التربة السلبي

$$\begin{aligned} \therefore k_p &= \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \\ &= \frac{1 + \sin 40}{1 - \sin 40} = 0.46 \end{aligned}$$

$$\therefore E_p = \frac{1}{2} \times 1.8 \times (0.5)^2 \times 4.6 = 1.04 \text{ t/m}$$

$$\therefore F_R = 20.16 + 1.04 = 21.2 \text{ t/m}$$

$$\therefore F.S = \frac{21.2}{14.1} = 1.5 \quad (\text{o.k})$$

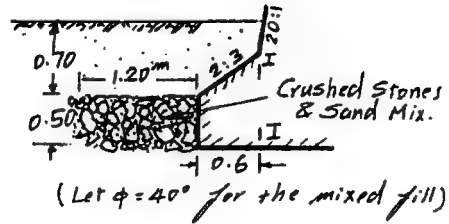
التحقق من مقاطعات وأسماك الخرسانة العادية:

القطاع الحرج هو القطاع (I-I) عند وجه الحائط حيث $t_b = 90 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} f_{\text{net soil}} &= f_{\text{total}} - \gamma_c \cdot t_b = \text{أقصى إجهاد صافى عند القطاع} \\ &= 18.7 - 2.2 \times 0.9 = 16.72 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore M_{I-I} &= f_{\text{net}} \cdot \frac{(0.6)^2}{2} \\ &= 16.72 \times \frac{(0.6)^2}{2} = 3.0 \text{ m.t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore f_{\text{max}} &= \pm \frac{6M}{bt^2} \\ &= \frac{6 \times 3 \times 10^5}{100 \times (90)^2} = 2.22 \text{ kg/cm}^2 \\ &< f_{t \text{ con. all}} (4 \text{ kg/cm}^2) \quad (\text{o.k}) \end{aligned}$$



شكل (١٣-٢٩)

التحقق من القطاع ما بين القاعدة والجنذع:

قيمة الضغط الأفقى عند القطاع

RETAINING WALLS

$$P_H' = \frac{1}{2} \gamma H'^2 k_a \cos 10$$

$$= \frac{1}{2} \times 1.75 \times (5.8)^2 \times 0.326$$

$$= 9.595 \approx 9.6 \text{ t/m'}$$

$$M_{@ \text{toe}} = 8.68 \times 1.83 + 10.91 \times 1.26$$

$$+ 6.38 \times 0.54 + 1.85 \times 0.20$$

$$- 9.6 \times \frac{5.8}{3} = 29.79 - 18.56$$

$$= 11.23 \text{ m.t/m'}$$

$$\therefore \Sigma W = 8.68 + 10.91 + 6.38 + 1.85 = 27.82 \text{ t/m'}$$

$$\therefore \bar{x} = \frac{11.23}{27.82} = 0.4 \text{ m}$$

$$e = B/2 - \bar{x} = \frac{2.5}{2} - 0.4 = 0.85 \text{ ms}$$

$$\therefore f_{\max} = \frac{27.82}{2.5} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.85}{2.5} \right]$$

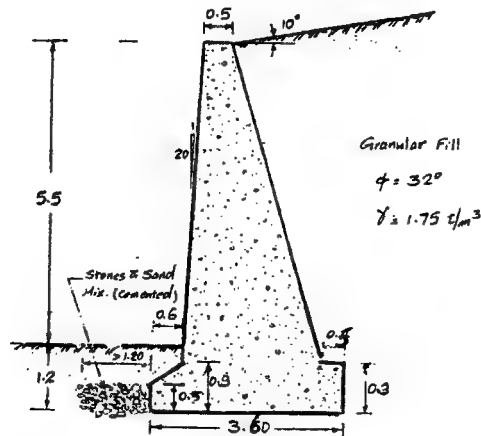
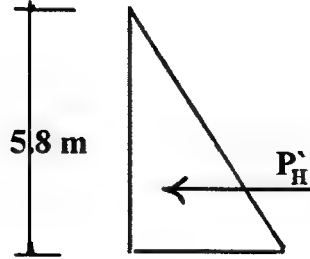
$$\therefore f_{\max} = 11.13 [1 \pm 2.04] \quad \therefore f_{\max} = 33.83 \text{ t/m}^2$$

$$f_{\max} = 338 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Comp}^n) f_{c \text{ all con (o.k)}}$$

$$f_{\min} = -11.57 \text{ t/m}^2 = 1.16 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Tension) } < f_{c \text{ t all (o.k)}}$$

∴ القطاع آمن لتحمل الإجهادات الواقعة عليه

وبين الكروكي التالى شكل (١٣-٣٠) الأبعاد النهائية للحائط الساند من الخرسانة العادية.



PLAIN CONCRETE GRAVITY WALL
All Dimensions in meters

شكل (١٣-٣٠)

مثال رقم (٢):

المطلوب تصميم حائط كابولي ساند لردم رملي ذو سطح أفقي ويحمل حملاً موزعاً قدره ١,٥ طن/م^٢ وارتفاع الردم يعادل ٧,٥ م مقاساً من منسوب التأسيس مع العلم بأن عمق التأسيس يعادل ١,٥٠ متر تحت سطح الأرض والتربة التحتية للأساس هي من نفس نوع تربة الردم حيث قيمة وحدة الأوزان للتربة الغير مقلقلة يعادل ١,٨٠ طن/م^٣ والتربة المقلقلة يعادل ١,٧٠ طن/م^٣ وقيمة زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة المناظرة للحالتين هي ٣٣° ، ٣٠° على التوالي.

الحل:

١ - اختيار الأبعاد الابتدائية للحائط:

افرض الأبعاد التالية :

- عرض قمة الحائط = 0.3 m

- عرض القاعدة $B = 0.6 H = 0.6 \times 7.5 = 4.5$ ms

- طول بروز القدم يعادل $1.25 \text{ ms} = \left(\frac{B}{3.5}\right)$

- ميل الوجه الأمامي Batter 1 : 20

- سمك القاعدة $65 \text{ cm} = t_b \cong \frac{H}{12}$

ويبين الشكل (١٣-٣١) التالي الأبعاد الابتدائية المفروضة للحائط والأحمال الواقعة عليه.

٢ - ضغوط التربة:

بالنسبة للتربة المقلقلة

(معامل ضغط التربة الفعال) $k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{1}{3}$

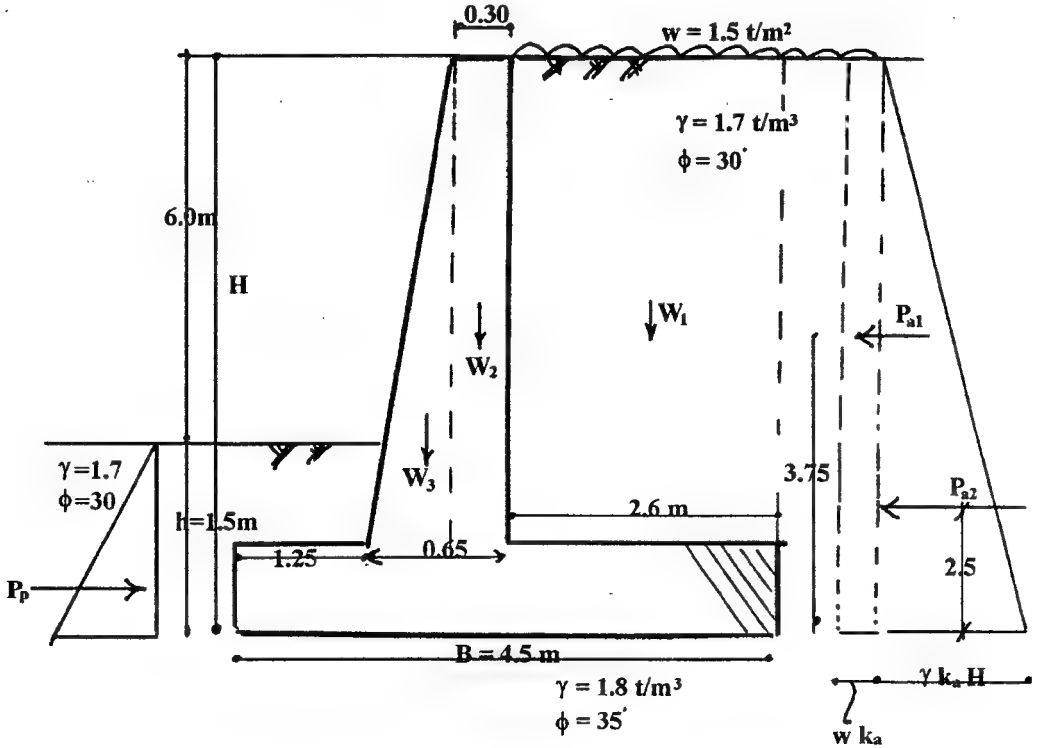
(معامل ضغط التربة السلبي) $k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \sin 30}{1 - \sin 30} = 3$

$\therefore P_{a1} = w k_a \cdot H = 1.5 \times \frac{1}{3} \times 7.5 = 3.75 \text{ t/m}^2$

RETAINING WALLS

$$P_{a2} = \frac{1}{2} \gamma k_a \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 1.7 \times \frac{1}{3} \times (7.5)^2 = 15.94 \text{ t/m}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma k_p \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 1.7 \times 3 \times (1.5)^2 = 5.74 \text{ t/m}$$



شكل (٣١-١٣) الأبعاد الابتدائية للحوائط الساندة الكابولية

٣- الأحمال الرأسية:

$$W_1 = 1.5 \times 2.6 + 6.85 \times 2.6 \times 1.7 = 34.177 \text{ t/m}$$

$$W_2 = 0.3 \times 6.85 \times 2.5 = 5.138 \text{ t/m}$$

$$W_3 = 0.35 \times 6.85 \times 2.5 \times \frac{1}{2} = 2.997 \text{ t/m}$$

$$W_4 = 0.65 \times 4.5 \times 2.5 = 7.313 \text{ t/m}$$

$$\Sigma W = 49.625 \text{ t.m}$$

٤ - اتزان الحائط الساند:

بأخذ العزوم حول حافة القدم

$M_{@ Toe} :$

$$34.177 \times 3.2 + 5.138 \times 1.75 + 2.997 \times 1.48 + 7.313 \times 2.25$$

$$- 3.75 \times 3.75 - 15.94 \times 2.5 + 5.74 \times 0.50 = 88.22 \text{ m.t/m} \longrightarrow$$

ومن هنا يتم حساب قيمة كل من (M.ov) ، (M.S)

مجموع القيم الموجبة فى المعادلة السابقة

$$M.S = \text{stabilizing moment} = 142.17 \text{ m.t/m}$$

مجموع القيم السالبة فى المعادلة السابقة

$$M.ov = \text{overturning moment} = 53.95 \text{ m.t/m}$$

i - ضد الانقلاب:

وعليه فإن معامل الأمان

$$F.S = \frac{M.S}{M.ov} = \frac{142.17}{53.95} = 2.635 > 1.5 \quad (\text{o.k}) \text{ safe}$$

ii - ضد الانزلاق:

- القوة المسببة للانزلاق =

$$\text{Driving Force} = P_{a1} + P_{a2} = F_D$$

$$= 3.75 + 15.94 = 19.69 \text{ t/m} \longleftarrow$$

- القوة المسببة لمقاومة الانزلاق =

$$\text{Resisting Force} = F_R = P_p + \mu \times \Sigma W$$

حيث (μ) معامل الاحتكاك بين التربة والأساس وهو يعادل حوالى $\tan \phi$

$$\text{i.e. } \mu = \tan 30 = 0.577$$

$$\therefore F_R = 5.74 + 0.577 \times 49.625 = 34.39 \text{ t/m} \longrightarrow$$

$$(\text{o.k}) \quad 1.75 = \frac{34.39}{19.69} = \frac{F_R}{F_D} = \text{معامل الأمان أكبر من } 1.5$$

RETAINING WALLS

iii - ضد انهيار التربة وميل الحائط:

يتم حساب مقدار اللامركزية وذلك عن طريق حساب البعد (x) من حافة القدم لمحصلة القوى الرأسية (ΣW).

$$\text{i.e. } \bar{x} = \frac{M_{@ \text{ Toe}}}{\Sigma W} = \frac{88.22}{49.625} = 1.78 \text{ ms}$$

$$\therefore e = \frac{B}{2} - \bar{x} = \frac{4.5}{2} - 1.78 = 0.47 \text{ ms}$$

$$B/6 = \frac{4.5}{6} = 0.75 \text{ ms}$$

وحيث أن $(e < \frac{B}{6})$ إذن ليس هناك قوى شد على الكعب وعليه فإن أقصى إجهادات واقعة على التربة هي :

$$f_{\max} = \frac{\Sigma W}{A} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right] = \frac{\Sigma W}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$\therefore f_{\max} = \frac{49.625}{4.5} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.47}{4.5} \right]$$

$$f_{\max} = 17.94 \text{ t/m}^2 \text{ (Comp}^n) \quad , \quad f_{\min} = + 4.12 \text{ t/m}^2 \text{ (Comp}^n)$$

وهنا يتم حساب أقصى قدرة تحمل للتربة أسفل الأساس وبالتالي جهد التربة الصافي المسموح به وذلك من خواص التربة تحت الأساس وذلك كالاتي :

• يتم أخذ العرض الفعال للقاعدة المقاوم للأحمال ما يعادل ضعف البعد (x).

$$\text{i.e. } B' = 2x = 2 \times 1.78 = 3.56 \text{ ms}$$

ومن خواص التربة الغير مقلقلة $[\phi = 35^\circ, \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3]$ تحت الأساس ومن الجداول الخاصة بذلك فإن :

$$N_q = 25, \quad N_\gamma = 28$$

$$\therefore f_{u \text{ soil}} = 1.7 \times 1.5 \times 25 + 1.8 \times 1.78 \times 28 = 153.45 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore f_{\text{all soil}} = \frac{(153.45 - \gamma_s D_f)}{F.S} + \gamma_s D_f = \text{الجهد المسموح به}$$

$$= \frac{153.45 - 1.7 \times 1.5}{3} + 1.7 \times 1.5 = 52.85 \text{ t/m}^2 \approx 5.3 \text{ kg/cm}^2$$

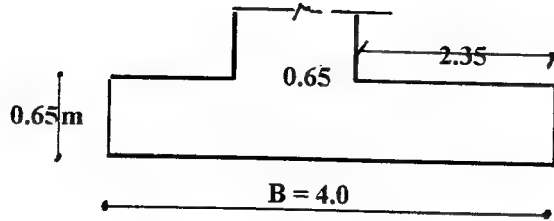
وحيث أن أقصى إجهاد واقع على التربة (f_{\max}) أقل من الجهد المسموح به عند منسوب التأسيس

∴ القاعدة آمنة ضد انهيار التربة وميلها.

وحيث أن هناك فارق كبير بين جهد التربة والجهد المسموح به فإنه يمكن جعل أبعاد القاعدة المسلحة أقل من ذلك مع عمل فرشاة خرسانة عادية أسفلها بسمك ٣٠ سم وبأخذ عرض القاعدة المسلحة $B = 4.0 \text{ ms}$ بدلاً من (4.5 ms) وبتقليل النصف متر من الناحيتين بالنسبة لجذع الحائط أى فى طول كل من الكعب والقدم (الكعب ٢,٣٥ م، القدم ١,٠٠ م) وكما هو مبين بالكروكى التالى شكل (١٣-٣٢) وعليه تكون الأوزان:

$$W_1 = 30.89 \text{ t/m'}$$

$$W_4 = 6.50 \text{ t/m'}$$



شكل (١٣-٣٢)

وعليه بإعادة حساب الإجهادات الواقعة على التربة

$$\therefore M_{@ \text{ Toe}} = 107.46 - 53.95 = 53.55 \text{ m.t/m'}$$

$$\therefore S W = 45.525 \text{ t/m'}$$

$$\therefore \bar{x} = \frac{53.51}{45.525} = 1.175 \text{ ms}$$

$$\therefore e = \frac{B}{2} - \bar{x} = \frac{4.0}{2} - 1.175 = 0.825 \text{ ms}$$

$$\therefore \frac{B}{6} = \frac{4.0}{6} = 0.67 \text{ ms} \quad , \quad \therefore e > \frac{B}{6}$$

∴ سوف يحدث شد وانفصال للقاعدة عن التربة وعليه يتم حساب أقصى

إجهاد ضغط مع إهمال الشد باعتبار عرض القاعدة فى هذه الحالة يعادل $(3x)$.

$$\therefore f_{\text{max soil}} = \frac{2 \Sigma W}{B'} = \frac{2 \times 45.525}{3 \times 1.175} = 25.8 \text{ t/m}^2 = 2.6 \text{ kg/cm}^2$$

ويجب أن يكون هذا الإجهاد أقل من الجهد المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس.

RETAINING WALLS

∴ الجهد المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس يحسب كالاتى :

$$f_{u \text{ soil}} = 1.7 \times 1.5 \times 25 + 1.8 \times 1.1754 \times 28 - 123 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore f_{\text{all soil}} = 2.55 + \frac{1}{3} (123 - 2.55) = 42.7 \text{ t/m}^2 = 4.3 \text{ kg/cm}^2$$

∴ القاعدة آمنة ضد الانهيار والميل.

• يتم إعادة التحقق من معامل الأمان ضد الانزلاق مرة ثانية.

$$F_R = P_p + \mu \Sigma W = 5.74 + 0.577 \times 45.525 = 32.0 \text{ t.m}$$

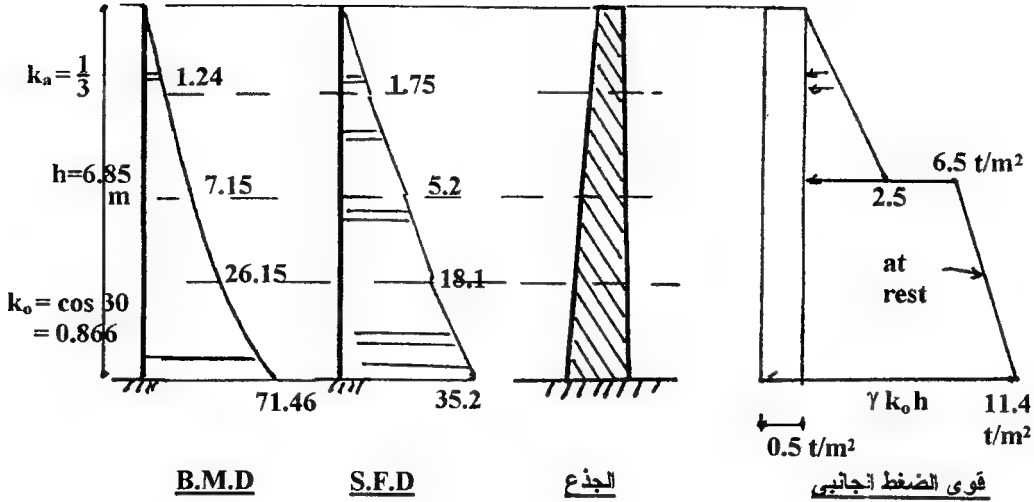
$$\therefore F_D = P_{a1} = P_{a2} = 19.69 \text{ t/m}$$

$$\therefore F.S = \frac{32.0}{19.69} = 1.625 > 1.5 \quad (\text{o.k}) \text{ safe}$$

٥- تصميم القطاعات الحرجة إنشائياً:

— بالنسبة لجذع الحائط:

باعتبار الحائط كابولى معرض إلى قوى الضغط الجانبى كما يلى :



شكل (١٣-٣٣)

RETAINING WALLS

يتم رسم منحنى توزيع القوى الداخلية المتولدة فى الحائط (S.F + B.M) وذلك نتيجة لقوى الضغط الجانبى وكما هو موضح حيث :

$$M_{\max} = 71.46 \text{ m.t/m}^{\circ}, \quad Q_{\max} \approx 35.2 \text{ t/m}^{\circ}$$

$$\therefore d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{1.0}} = 0.28 \sqrt{71460} = 74.8 \text{ cm}$$

$$d_{sh} = \frac{Q_{\max}}{0.87 b q_{all}} = \frac{35.2 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 6} = 67.4 \text{ cm}$$

$$\text{take } d = 74.8 \text{ cm} \rightarrow \text{take } t = 85 \text{ cm} \rightarrow d_{act} = 80 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d_{act}} = \frac{7146000}{0.87 \times 1400 \times 80} = 73.3 \text{ cm}^2/\text{m}^{\circ} \rightarrow 12 \phi 28/\text{m}^{\circ}$$

وبالنسبة لباقي ارتفاع الجذع يتم إيجاد الحديد المناظر لكل قطاع حيث السمك متغير من ٠,٣ م عند القمة إلى ٠,٨٥ م عند اتصاله مع القاعدة.

$$d_{3-3} = 51.25 \text{ cm}$$

$$\therefore A_{s3-3} = \frac{M_{3-3}}{k_2 d_{3-3}} = \frac{26.15 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 51.25} = 41.89 \text{ cm}^2/\text{m}^{\circ} \rightarrow 12 \phi 22/\text{m}^{\circ}$$

$$A_{s2-2} = 6 \phi 22/\text{m}^{\circ}$$

مع وضع حديد ثانوى طولى يعادل ٠,٢٥ الحديد الرئيسى.

بالنسبة للقاعدة:

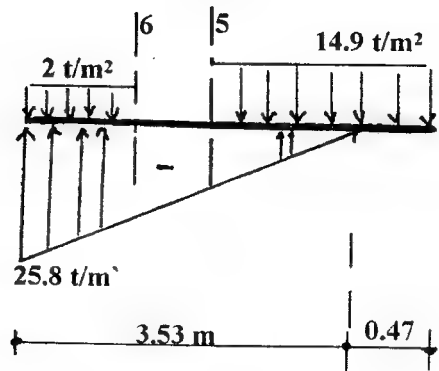
يبين الكروكى التالى الأحمال الواقعة على القاعدة وهى ضغط التربة المثلثى من أسفل إلى أعلى والأحمال الواقعة من أعلى إلى أسفل.

يتم حساب عزوم الانحناء عند القطاعات الحرجة أى عند القطاعات (5-5) ، (6-6) كالآتى :

$$M_{5-5} = - 29.86 \text{ m.t/m}^{\circ}$$

$$M_{6-6} = + 10.69 \text{ m.t/m}^{\circ}$$

$$\therefore M_{\max} = 29.86 \text{ m.t/m}^{\circ}$$



$$\therefore d = k_1 = \sqrt{\frac{M_{\max}}{1.0}} = \sqrt{29860} = 54.4 \text{ cm} \rightarrow t = 65 \text{ cm} \quad (\text{o.k.})$$

$$\therefore A_{s5-5} = \frac{M_{5-5}}{k_2 d} = \frac{29.86 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 60} = 40.859 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow (6 \phi 22 + 6 \phi 19) / \text{m}$$

$$A_{s6-6} = \frac{10.69 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 60} = 14.63 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 6 \phi 22 / \text{m}$$

$$\mu_{\min} = \frac{0.25 \times A_c}{100} = \frac{0.25 \times 100 \times 65}{100} = 16.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow 8 \phi 16 / \text{m}$$

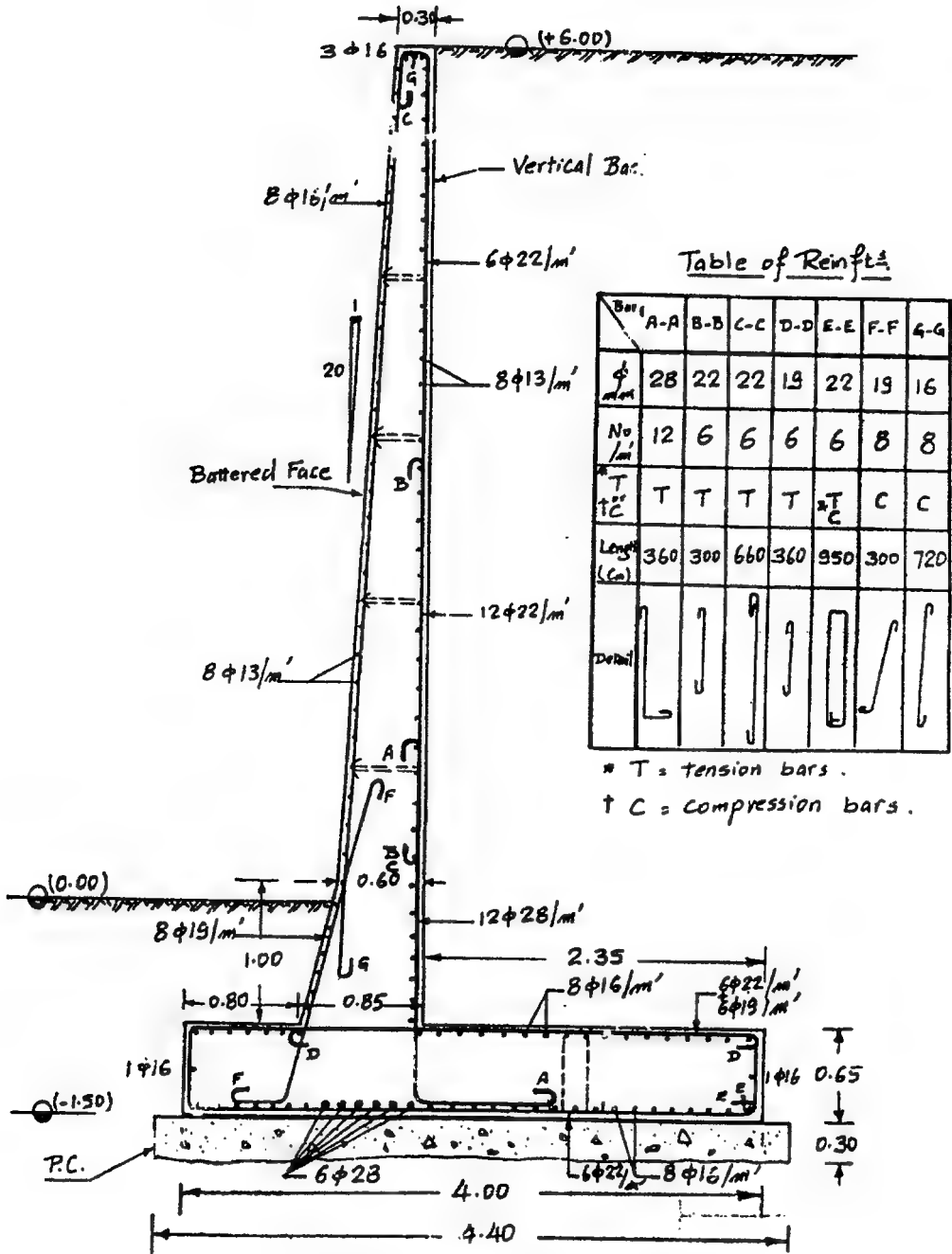
• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه لتفادى أى هبوط غير متساوى فى الاتجاه الطولى يتم وضع حديد طولى فى الجذع من أسفل عند اتصاله مع القاعدة مثلاً $6 \phi 22$.

• هذا أيضاً ويجب التنويه إلى أنه يتم وضع حديد ثانوى فى الاتجاه الطولى لكل من الجذع والقاعدة قدره لا يقل عن ٠,٢٥ % من قيمة الحديد الرئيسى عند كل قطاع.

٦- تفاصيل حديد التسليح:

أنظر الشكل (١٣-٣٤).

RETAINING WALLS



Detail of Cantilever Retaining Wall

All Dimensions are in meters

شكل (١٣-٣٤) تفاصيل حديد التسليح للمثال رقم (٢)

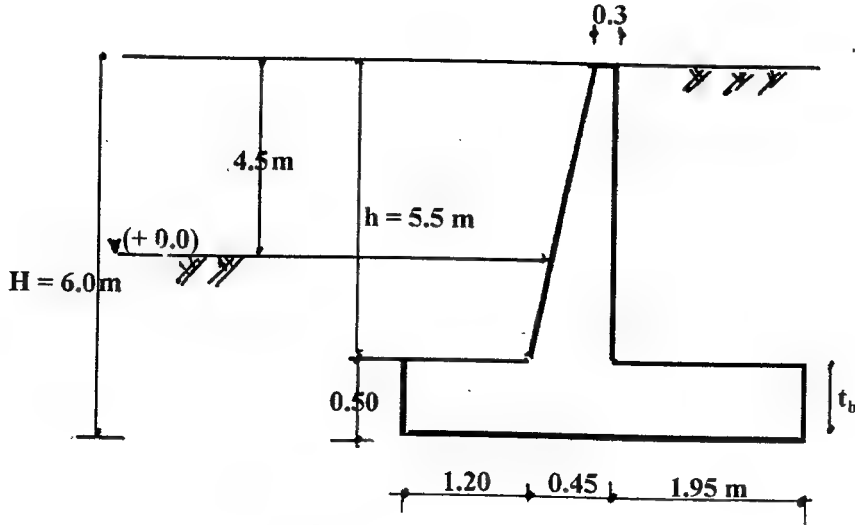
مثال رقم (٣):

المطلوب تصميم الحائط الساند الكابولي من الخرسانة المسلحة ليسند تراب خلفه بارتفاع ٤,٥ متر من منسوب سطح الأرض الطبيعية وطبقاً للمعلومات التصميمية التالية :

- منسوب التأسيس على عمق ١,٥٠ متر من منسوب الأرض الطبيعية.
- وزن وحدة الحجوم للتربة خلف الحائط $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$.
- زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة $\phi = 35^\circ$.
- معامل الاحتكاك بين تربة الأساس والخرسانة $\mu = 0.4$.
- جهد التربة المسموح به عند منسوب التأسيس يعادل ١,٢ كجم/سم^٢.
- سطح التربة خلف الحائط أفقى ومعرض إلى حمل موزع قدره ١,٠٠ طن/م^٢.
- اعتبر الخرسانة هي رتبة C 250 ، حديد التسليح رتبة ٤٢/٢٨ وكثافة الخرسانة ٢,٥ طن/م^٣.

خطوات الحل:

- ١- الأبعاد الابتدائية للحائط الساند:
 - بالإشارة إلى الشكل (١٣-٣٥) التالى والذى يبين الأبعاد التالية :
 - ارتفاع الحائط الكلى $H = 4.5 + 1.5 = 6.0 \text{ ms}$.
 - عرض القاعدة $B = 0.6 H = 0.6 \times 6 = 3.6 \text{ ms}$.
 - بروز القدم $1.2 \text{ ms} = \frac{3.6}{3} = \frac{B}{3}$.
 - سمك القاعدة $48 \text{ cm to } 60 \text{ cm} = (0.08 \sim 0.1) H = t_b$.
 - ويؤخذ سمك القاعدة $t_b = 50 \text{ cm}$.
 - ارتفاع الحائط فوق القاعدة $H - t_b = 6.0 - 0.5 = 5.5 \text{ ms} = (h)$.
 - سمك الحائط عند القاعدة $h = t_w = (0.08 \sim 0.1) h = (44 \sim 55) \text{ cm}$.
 - ويؤخذ $t_t = 45 \text{ cm}$.
 - سمك الحائط عند قمته $\min 30 \text{ cm}$.



شكل (١٣-٣٥) الأبعاد التقريبية للحوائط الساندة فى المثال رقم (٣)

٢ - الأحمال:

أ (ضغط التربة الفعال (active earth pressure):

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - 0.5735}{1 + 0.5737} = 0.271$$

• ضغط التربة عند قطاع على بُعد (y) من سطح الأرض نتيجة للحمل الموزع على سطح الأرض.

$$P_1 = w k_a = 0.271 \times 1.0 = 0.271 \text{ t/m}^2$$

• ضغط التربة عند قطاع على بُعد (y) من سطح الأرض نتيجة لضغط التربة الفعال (الحمل المثلثي).

$$P_2 = \gamma_s k_a \cdot y = 0.27 \times 1.8 \times y = 0.4878 y \text{ t/m}^2$$

• ضغط التربة عند نهاية الحائط (y = 5.5 m)

$$P_1 = 0.271 \text{ t/m}^2, \quad P_2 = 0.4878 \times 5.5 = 2.683 \text{ t/m}^2$$

• ضغط التربة عند منسوب التأسيس (y = 6.0 m)

$$\therefore P_1 = 0.271 \text{ t/m}^2, \quad P_2 = 0.4878 \times 6.0 = 2.927 \text{ t/m}^2$$

(ب) ضغط التربة السلبي (Passive earth pressure):

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + 0.5735}{1 - 0.5735} = 3.69$$

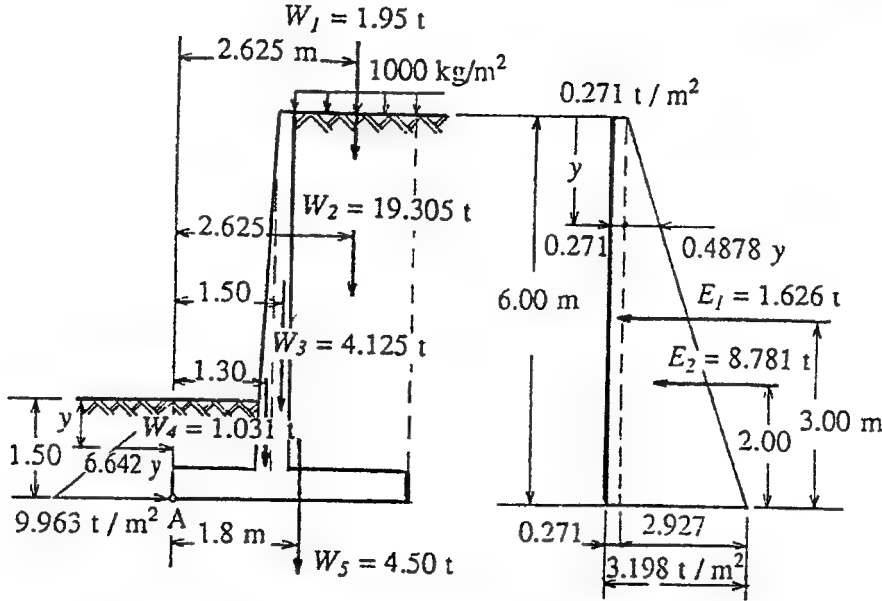
• ضغط التربة عند قطاع على بُعد (y) من سطح الأرض الطبيعية أمام الحائط نتيجة لضغط التربة السلبي.

$$P_p = \gamma_s k_p y = 3.69 \times 1.8 \times y = 6.642 y \text{ t/m}^2$$

وقيمة (P_p) عند منسوب التأسيس تعادل :

$$P_p (y=1.5) = 6.642 \times 1.5 = 9.963 \text{ t/m}^2$$

وببين الشكل (١٣-٣٦) كروكي لقيم الضغوط الفعالة والضغوط السلبية المؤثرة على الحائط.



شكل (١٣-٣٦) أحمال وضغوط التربة المؤثرة في المثال رقم (٣)

(ج) قيم الأحمال الرأسية المؤثرة:

فيما يلي بيان بقيم الأحمال الرأسية المؤثرة وموضعها منسوباً إلى النقطة

(A) بالشكل السابق.

$$W_1 = 1.0 \times 1.95 = 1.95 \text{ t/m} \quad \text{at } 2.625 \text{ m from (A)}$$

$$W_2 = 1.8 \times 1.95 \times 5.5 = 19.305 \text{ t/m} \quad \text{at } 2.625 \text{ m from (A)}$$

RETAINING WALLS

$$W_3 = 2.5 \times 5.5 \times 0.3 = 4.125 \text{ t/m} \quad \text{at } 1.50 \text{ m from (A)}$$

$$W_4 = 2.5 \left(\frac{5.5 \times 0.15}{2} \right) = 1.031 \text{ t/m} \quad \text{at } 1.30 \text{ m from (A)}$$

$$W_5 = 2.5 \times 3.6 \times 0.5 = 4.50 \text{ t/m} \quad \text{at } 1.8 \text{ m from (A)}$$

$$\Sigma W = W = 30.911 \text{ t/m}$$

٣- اعتبارات الاتزان الكلى (Stability Consideration):

i - المقاومة ضد الانقلاب (Resistance against Overturning):

لجانِب الأمان يتم إهمال مقاومة الحائط للضغوط السلبية أى أن الانقلاب سوف يكون نتيجة الضغوط الجانبية الفعالة فقط لاحتمال حدوث نحر أمام الحائط.

• بالإشارة إلى الشكل (١٣-٣٦)

$$E_1 = 0.271 \times 6 = 1.626 \text{ t/m} \quad \text{at } 3.0 \text{ m from A}$$

$$E_2 = \frac{2.927 \times 6}{2} = 8.781 \text{ t/m} \quad \text{at } 2.0 \text{ m from A}$$

$$\therefore M_{\text{overturning}} = 1.626 \times 3 + 8.781 \times 2 = 22.44 \text{ m.t/m}$$

• وبإهمال تأثير مقاومة وزن التراب فوق القدم فإنه يصبح أن المقاومة ضد الانقلاب تكون نتيجة فقط من الأحمال الرأسية وعليه يأخذ عزوم الانحناء للقوى الرأسية عند النقطة (A) أيضاً.

$$\therefore M_{\text{stabilizing}} = 1.95 \times 2.625 + 19.305 \times 2.625 + 4.125 \times 1.5 \\ + 1.031 \times 1.3 + 4.5 \times 1.8 = 71.42 \text{ m.t/m}$$

∴ معامل الأمان ضد الانقلاب

$$F.S = \frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{over}}} = \frac{71.42}{22.44} = 3.18 > (2) \quad (\text{safe})$$

ii - المقاومة ضد الانزلاق (Resistance against Sliding):

القوة المسببة للانزلاق =

$$\text{Sliding Force} = E_1 + E_2 \\ = 1.626 + 8.781 = 10.41 \text{ t/m}$$

القوة المقاومة للانزلاق تساوى قوة الاحتكاك =

RETAINING WALLS

$$F_R = \mu W$$

$$= 0.4 \times 30.911 = 12.36 \text{ t/m}$$

معامل الأمان ضد الانزلاق

$$F.S = \frac{F_R}{\text{Sliding Force}} = \frac{12.36}{10.41} = 1.19 < 2 \quad (\text{unsafe})$$

وحيث أن معامل الأمان أقل من (2) فإنه في هذه الحالة يعنى أنه سوف يحدث إزاحة للحائط في اتجاه ضغط التراب الفعال الأمر الذى يستلزم ضرورة منعه وذلك بعمل ضفر (key) أسفل الحائط وذلك لمقاومة هذا الانزلاق وكما هو موضح بالشكل (٣٧-١٣).

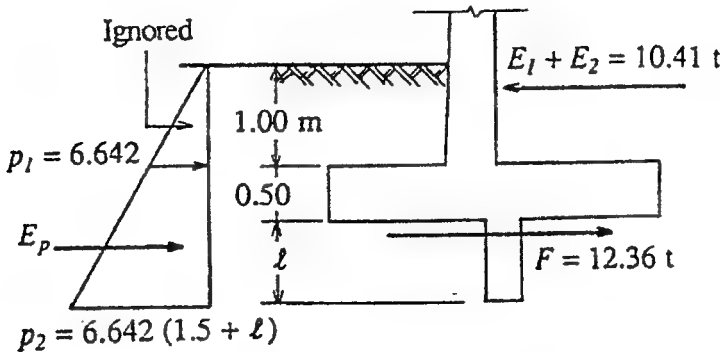
iii - طول الضفر (Length of Key):

بفرض طول الضفر (ℓ) وبمعلومية الضغوط السالبة المؤثرة على هذا الطول وكما هي مبينة بالشكل (٣٧-١٣) حيث بمعلومية قيمة هذه الضغوط كما ذكرنا للضغوط السالبة.

$$P_p = 6.642 \text{ y t/m}^2$$

at $y = 1.0 \text{ m} \rightarrow P_1 = 6.642 \text{ t/m}^2$ عند السطح العلوى للقدم

at $y = (\ell + 1.5) \rightarrow P_2 = 6.642 (\ell + 1.5) \text{ t/m}^2$ عند نهاية الضفر



شكل (٣٧-١٣) طول الضفر والضغوط السالبة المؤثرة عليه
 وبإهمال جزء الضغوط السالبة فوق قدم الحائط ∴ قيمة الضغط الكلى
 السالب المؤثر على الضفر وكما هو مبين هو :

$$E_p = \frac{P_2 (1.5 + \ell)}{2} - \frac{P_1 \times 1}{2} = \frac{6.642 (1.5 + \ell)^2}{2} - \frac{6.642}{2}$$

$$= [3.321 \ell^2 + 9.963 \ell + 4.151] \text{ t/m}$$

هذا ولجعل معامل الأمان لا يقل عن ٢,٠٠ للانزلاق لا بد وأن

$$2 (E_1 + E_2) = E_p + F_R$$

$$\therefore 2 \times 10.41 = (3.321 \ell^2 + 9.963 \ell + 4.151) + 12.36$$

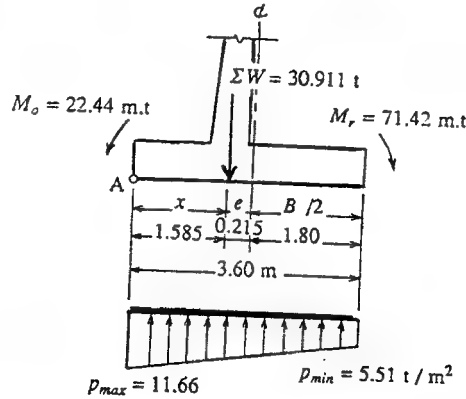
$$\therefore \ell^2 + 3 \ell - 1.29 = 0 \rightarrow \ell = 0.38 \text{ ms}$$

يؤخذ طول الضفر

$$\rightarrow \text{take } \ell = 45 \text{ cm}$$

iv - الإجهادات الواقعة على التربة:

يبين الشكل (٣٨-١٣) الأحمال والقوى الخارجية المؤثرة على القاعدة حيث أن القاعدة يؤثر عليها كلاً من ($M_{stab.}$) ، (M_{over}) ، (ΣW) كما هو مبين.



شكل (٣٨-١٣) القوى الخارجية وتوزيع ضغط التربة على القاعدة

• مقدار بُعد المحصلة (ΣW) من النقطة (A) (حافة القدم) وليكن (\bar{x})

$$(\bar{x}) = \frac{\Sigma M @ Toe}{\Sigma W} = \frac{M_{stab} - M_{over}}{\Sigma W} = \frac{71.42 - 22.44}{30.911} = 1.585 \text{ ms}$$

وعليه فإن مقدار اللامركزية (e) للمحصلة = $\frac{B}{2} - \bar{x}$

$$\therefore e = \frac{3.6}{2} - 1.585 = 0.215 \text{ ms}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{3.6}{6} = 0.6 \text{ ms}$$

RETAINING WALLS

وحيث أن $e < \frac{B}{6}$ \therefore المحصلة تقع فى الثلث الأوسط للعرض (B) وعليه يتم

حساب قيم أقصى وأقل قيم للإجهادات الواقعة على التربة

$$f_{\max} = \frac{N}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{\Sigma W}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$= \frac{30.911}{3.6} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.215}{3.6} \right]$$

$$\therefore f_{\max} = 11.66 \text{ t/m}^2 \cong 1.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 5.51 \text{ t/m}^2 \cong 0.55 \text{ kg/cm}^2$$

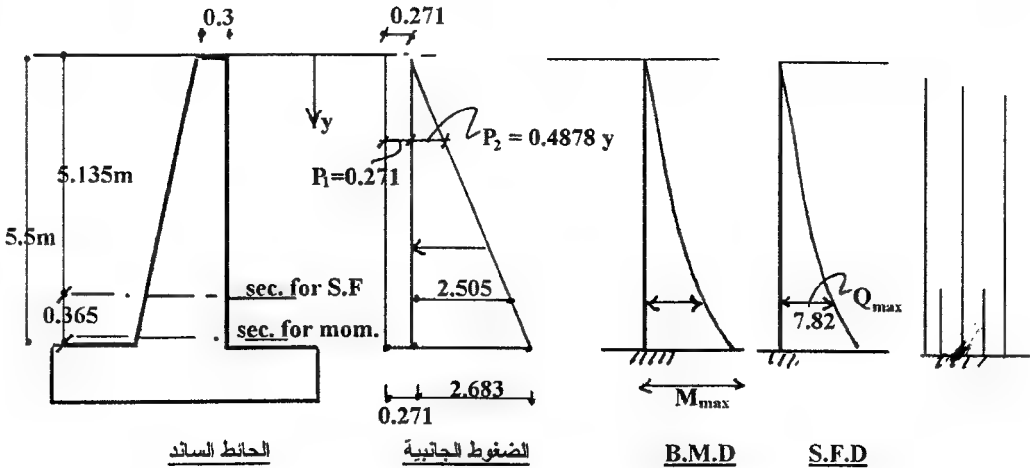
وحيث أن $f_{\max} < f_{\text{all soil}}$ \therefore أبعاد القاعدة آمنة ضد الانهيار.

٤ - تصميم جذع الحائط الساند (Design of Wall):

باعتبار جذع الحائط ككابولى مثبت فى القاعدة ومعرض إلى قوى أفقية

هى ضغط التربة الفعال ويبين الشكل (١٣-٣٩) التالى القوى المؤثرة على كامل

ارتفاع الجذع وعند القطاعات الحرجة له لكل من عزوم الانحناء والقوى القاصصة.



شكل (١٣-٣٩) القوى الداخلية المؤثرة على جذع الحائط

• يتم حساب القوى الداخلية المتولدة فى الجذع عند أى قطاع يبعد على

• مسافة (y) من أعلى.

$$\therefore Q_y = 0.271 y + \frac{1}{2} \times 0.4878 y \cdot y = 0.271 y + 0.2439 y^2$$

RETAINING WALLS

$$M_y = 0.271 \cdot \frac{y^2}{2} + 0.2439 y^2 \cdot \frac{y}{3} = 0.136 \times y^2 + 0.0813 y^3$$

وعليه فإن أقصى قوة قاصّة عند القطاع الحرج هي عند $y = 5.135 \text{ m}$

$$\text{i.e. } Q_{\max} = 0.271 \times 5.135 + 0.2439 \times (5.135)^2 = 7.82 \text{ t/m}$$

وكذلك أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج هي عند $y = 5.5 \text{ ms}$

$$\therefore M_{\max} = 0.136 \times (5.5)^2 + 0.0813 \times (5.5)^3 = 17.64 \text{ m.t/m}$$

• تصميم الحائط لمقاومة القوة القاصّة عند القطاع الحرج بفرض أخذ شريحة ارتفاعها ١,٠٠ متر من الحائط حيث :

$$Q_{\max} = 7.82 \text{ t/m}$$

$$\therefore q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{0.87 b d} - \frac{M_{\max} \text{ at } Q_{\max}}{0.87 b d^2} \tan \alpha$$

$$M_{\max} \text{ at } Q_{\max} (y = 5.135 \text{ m}) = 0.136 (5.135)^2 + 0.0813 (5.135)^3 = 14.59 \text{ m.t/m}$$

$$\tan \alpha = \frac{0.45 - 0.3}{5.5} = \frac{0.15}{5.5}, \quad t = 45 \text{ cm}, \quad d_{\text{act}} = 40 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \therefore q_{\max} &= \frac{7.82 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 40} - \frac{14.59 \times 10^5}{0.87 \times 100 \times (40)^2} \times \frac{0.15}{5.5} \\ &= 2.25 - 0.289 = 1.961 \text{ kg/cm}^2 < q_{\text{all}} (6 \text{ kg/cm}^2) \\ &\text{o.k (safe)} \end{aligned}$$

أى أن القطاع آمن بالنسبة للقوى القاصّة.

ولمقاومة عزم الانحناء

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}} = 0.281 \sqrt{\frac{17.64 \times 10^5}{100}} = 37.3 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{take } t = 45 \text{ cm} \quad \text{o.k (safe)}$$

$$\therefore A_s = \frac{M}{k_2 d} = \frac{17.64 \times 10^5}{1217 \times 40} = 36.24 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow 8 \phi 25/\text{m}$$

• يتم تقليل مساحة الحديد كلما ارتفعنا إلى أعلى وبتقسيم الارتفاع إلى

ثلاثة قطاعات وذلك بالاحتفاظ بالأسياخ ذات نفس القطر $\phi = 25$ ولكن مع زيادة

المسافة بينها خلال هذه القطاعات أى فى المنطقة السفلى يوضع سيخ قطر ٢٥

RETAINING WALLS

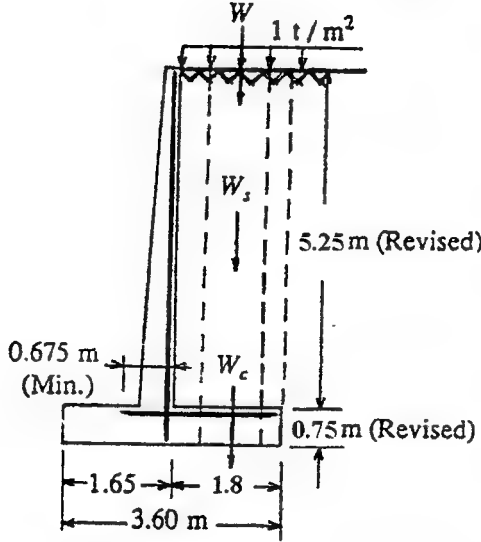
مم كل ١٢,٥ سم وفي المنطقة الوسطى سيخ قطر ٢٥ كل ٢٥ سم والمنطقة الثالثة سيخ قطر ٢٥ كل ٥٠ سم.

• هذا بالإضافة إلى وضع حديد ثانوى فى الاتجاه الطولى يعادل ٠,٢٥ % من هذا الحديد وبعدد لا يقل عن ٥ ϕ ١٢ م.
• هذا ويجب امتداد الحديد بطول كافى لا يقل عن ٥٠ مرة قطر السيخ.

٥- تصميم كعب الحائط (Design of Heel):

i- الاحمال الواقعة على الكعب:

كما هو مبين بالشكل (١٣-٤٠).



شكل (١٣-٤٠) تصميم الكعب

الحمل الواقع على الكعب من أعلى إلى أسفل وباعتبار الكعب كابولى مثبت فى الحائط.

$$\therefore W_{\text{heel}} = w \times 1.0 + \gamma_s \cdot t_b + \gamma_s h$$

$$= 1 \times 1.0 + 2.5 \times 0.5 + 1.8 \times 5.5 = 12.15 \text{ t/m'}$$

• يتم حساب أقصى قوة قاصدة من أقصى عزم انحناء عند القطاعات الحرجة وهى على وجه الحائط الخلفى أى على مسافة قدرها (1.95 ms)

RETAINING WALLS

$$\therefore Q_{\max} = 12.15 \times 1.95 = 36.69 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = 12.15 \times \frac{(1.95)^2}{2} = 23.10 \text{ m.t/m}$$

التحقق من إجهادات القص

$$q_{\max} = \frac{36.69 \times 10^3}{0.87 b d} \leq q_{\text{all}} \quad (6 \text{ kg/cm}^2)$$

$$= \frac{36.69 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 45} \quad \therefore d = 45 \rightarrow t = 0.5 \quad \text{حيث}$$

$$= 9.37 \text{ kg/cm}^2 > 6 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{unsafe}$$

$d = 70 \text{ cm}$ لا بد من زيادة العمق وليكن مثلاً ٧٥ سم

$$\therefore q_{\max} = \frac{9.37 \times 45}{70} = 6 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k safe}$$

التحقق من إجهادات عزم الانحناء

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}} = 0.361 \sqrt{\frac{23.1 \times 10^5}{100}} = 54.8 \text{ cm} < 70 \text{ cm}$$

o.k take $d_{\text{act}} = 70 \text{ cm}$

$$\therefore A_s = \frac{23.1 \times 10^5}{1250 \times 70} = 26.4 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 6 \phi 25/\text{m}$$

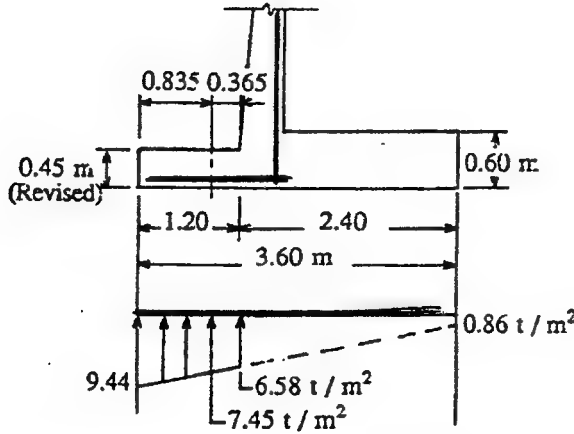
أى سيخ كل ١٧,٥ سم قطره ٢٥ مم مع وضع حديد فى منطقة الضغط يعادل ٢٥ % من هذه القيمة وهى تعادل نصف القطر بنفس العدد والتقسيت أى سيخ $\phi 12$ كل ١٧,٥ سم.

$$\mu_{\min} = \frac{0.25 \times 100 \times 70}{100} = 17.5 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{o.k})$$

هذا ويجب ضرورة مد الحديد فى امتداده بطول لا يقل عن مسافة الرباط وهى ٥٠ مرة قطر السيخ.

٦ - تصميم القدم (Design of Toe):

كما هو معتاد يأخذ سمك القاعدة متساوياً على كامل طول القاعدة ولكن عندما يكون الحائط الساند معرضاً إلى حمل موزع خلفه كبير القيمة ($w=1 \text{ t/m}^2$) كما هو الحالة فى هذا المثال الأمر الذى يمكن من تنفيذ سمك القدم أقل من سمك الكعب كما هو مبين بالشكل (١٣-٤١).



شكل (١٣-٤١) تصميم القدم والأحمال المؤثرة عليه

بالإشارة إلى الأحمال المؤثرة فى الشكل وبفرض سمك القدم ٤٥ سم كما هو مفروض ونتيجة لضغط التربة المبين يتم حساب قيمة أقصى قوة قاصة وأقصى عزم انحناء.

$$\therefore Q_{\max} = \frac{9.44 + 7.45}{2} \times 0.835 - \gamma_c \times 0.45 \times 0.835$$

$$= 10.993 - 0.939 = 10.054 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = \left[\frac{9.44 \times 1.2}{2} \times \frac{2}{3} \times 1.2 + \frac{6.58 \times 1.2}{2} \times \frac{1}{3} \times 1.2 \right] - \gamma_c \times 0.45 \times \frac{1.2^2}{2}$$

$$= 4.53 + 1.579 - 0.81 = 5.299 \text{ m.t/m}$$

• التحقق من إجهادات القص

$$q_{\max} = \frac{10.054 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 40} = 2.889 \text{ kg/cm}^2 < q_1 (6 \text{ kg}) \quad (\text{o.k.})$$

• التحقق من عزوم الانحناء

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}}$$

$$= 0.361 \sqrt{\frac{5.299 \times 10^5}{100}} = 26.27 \text{ cm}^2 < d_{\text{act}} (40 \text{ cm})$$

• (o.k.)

$$\therefore A_s = \frac{5.299 \times 10^5}{1250 \times 40} = 10.6 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \underline{6 \phi 16/\text{m}}$$

$$A_{s \min} = 0.25 \times 100 \times 40 = 10 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ req}} \quad (\text{o.k.})$$

سبق وأن تم تحديد طول الضفر وهو ٤٥ سم لمجابهة الانزلاق وبمعلومية توزيع الضغوط السلبية على كامل طول الضفر والسابق إيجادها حيث :

حيث (y) هو البُعد من منسوب التأسيس وهو الصفر

من القوى المؤثرة يمكن حساب أقصى عزم انحناء وأقصى قوة قاصة عند القطاعات الحرجة المبينة بالشكل.

يتم إيجاد الأسماك المناظرة لمقاومة هذه القوى الداخلية

$$d_{sh} = \frac{Q_{max}}{0.87 b q_{all}} = \frac{1.434 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 6} = 2.74 \text{ cm}$$

RETAINING WALLS

∴ يتم أخذ الأكبر منها وحيث أنه يجب ألا يقل السمك عن ٣٠ سم.

take $t = 30 \text{ cm}$

وكما هو مبين

$$\therefore A_s = \frac{1.21 \times 10^5}{1250 \times 25} = 3.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ومساحة الحديد المطلوبة

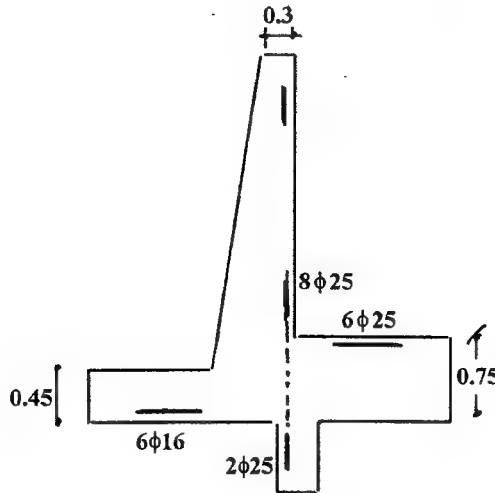
$$A_{s \text{ min}} = 0.25 \times 100 \times 25 = 6.125 \text{ cm}^2/\text{m}$$

take $2 \phi 25 / \text{m}$

وهنا يتم أخذ هذا الحديد كجزء من امتداد الحديد الرئيسى للجذع كما هو مبين بالكروكي السابق.

٨- توزيع حديد التسليح:

يبين الكروكي التالى مواضع الحديد الرئيسى على القطاعات الحرجة للحائط الساند السابق - شكل (١٣-٤٣).



شكل (١٣-٤٣) مواضع حديد التسليح الرئيسية فى المثال رقم (٣)

المثال رقم (٤):

المطلوب تصميم الحائط الساند ذو الدعائم لسند ردم ارتفاعه ٦,٣ م فوق

منسوب سطح الأرض الطبيعية وطبقاً للبيانات والمعلومات التالية :

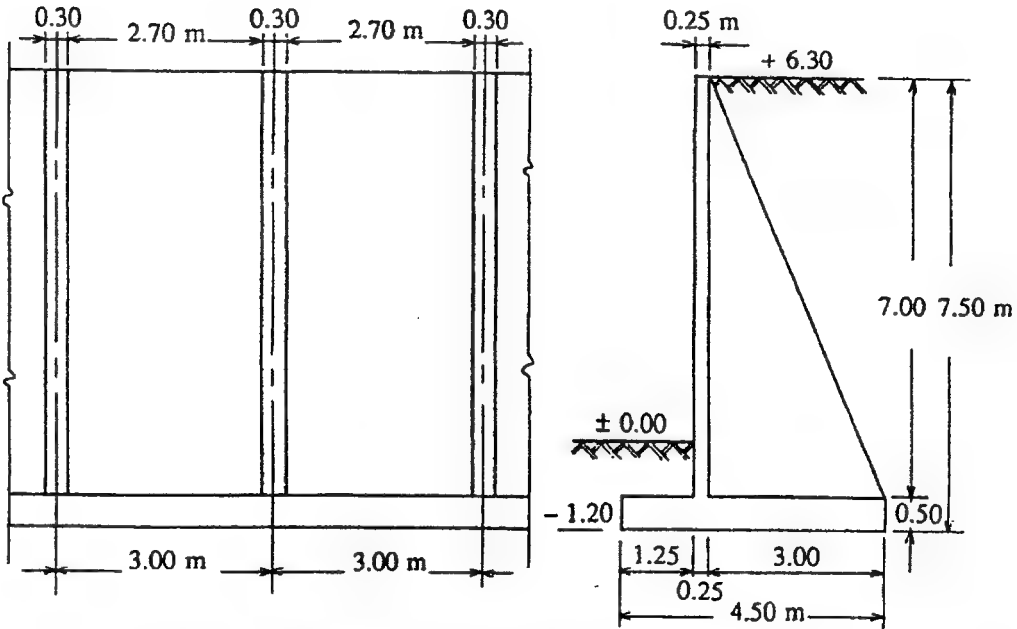
RETAINING WALLS

- منسوب التأسيس على عمق ١,٢٠ متر من منسوب سطح الأرض الطبيعية.
- جهد التربة المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس يعادل ١٥ طن/م^٢.
- وزن التربة خلف الحائط يعادل ١,٦ طن/م^٣ $\gamma_s = 3$.
- زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة $\phi = 30^\circ$.
- معامل الاحتكاك بين التربة والأساس الخرساني $\mu = 0.50$.
- الردم خلف الحائط أفقى وليس هناك أحمال مؤثرة عليه.
- تقسيط الدعائم من المحور إلى المحور كل ٣,٠٠ متر.
- كثافة الخرسانة ٢,٥ طن/م^٣.
- الحديد المستخدم رتبة ٣٥/٢٤ ، الخرسانة رتبة C 200.

خطوات الحل:

١- الأبعاد الابتدائية للحائط الساند:

يبين الشكل (١٣-٤٤) التالى المناسيب والارتفاعات والأبعاد الابتدائية التى تم فرضها بناء على ما جاء فى المثال السابق.



شكل (١٣-٤٤) الأبعاد الابتدائية للحائط الساند ذو الدعائم

RETAINING WALLS

- ٢ - الأحمال:(أ) ضغط التربة الفعال:

$$k_a = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{1}{3}$$

عند أى نقطة على بُعد (y) من السطح فإن قيمة ضغط التربة على الحائط هو :

$$P_a = \gamma_s \cdot k_a \cdot y = 0.33 \times 1.6 \times y = 0.533 y \text{ t/m}^2$$

وقيمة ضغط التربة الفعال عند منسوب التأسيس حيث $y = 7.5 \text{ ms}$ هو :

$$P_a = 0.533 y = 0.533 \times 7.5 = 4.0 \text{ t/m}^2$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times 4 \times 7.5 = 15 \text{ t/m} \quad \text{at } 2.5 \text{ ms from (A)}$$

(ب) الأحمال الرأسية:

بفرض شريحة نمطية (قطاع عرضى عرضه واحد متر) فإن القوى

الرأسية المؤثرة كما هو مبين بالشكل (١٣-٤٥) كما يلى :

$$W_1 = \gamma_s \times 3 \times 7 = 1.6 \times 21 = 33.6 \text{ t/m} \quad \text{at } 3.0 \text{ m from (A)}$$

$$W_2 = 2.5 \times 0.25 \times 7 = 4.375 \text{ t/m} \quad \text{at } 1.375 \text{ m from (A)}$$

$$W_3 = 2.5 \times 4.5 \times 0.5 = 5.625 \text{ t/m} \quad \text{at } 2.25 \text{ m from (A)}$$

$$\Sigma W = W = 43.6 \text{ t/m}$$

- ٣ - الاتزان الخارجى الكلى:(أ) المقاومة ضد الانقلاب:

بالإشارة إلى الشكل (١٣-٤٥) وبأخذ العزوم حول نقطة (A) وهى حافة

القدم.

• عزم الانقلاب

$$M_{\text{over}} = E_a \times 2.5 = 15 \times 2.5 = 37.5 \text{ m.t/m}$$

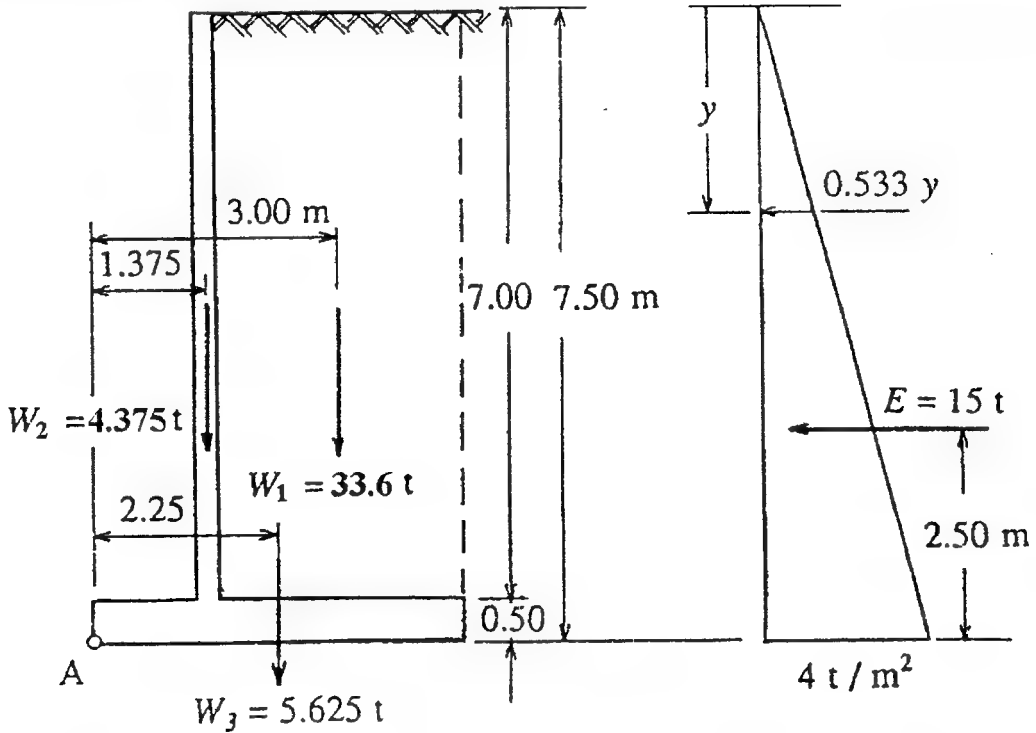
• عزم الاتزان

$$\begin{aligned} M_{\text{stabilizing}} &= 33.6 \times 3 + 4.375 \times 1.375 + 5.625 \times 2.25 \\ &= 119.47 \text{ m.t/m} \end{aligned}$$

∴ معامل الأمان ضد الانقلاب

$$F.S = \frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{over}}} = \frac{119.47}{37.5} = 3.19 > 2 \quad \text{o.k (safe)}$$

RETAINING WALLS



شكل (١٣-٤٥) الأحمال الخارجية المؤثرة على قطاع فى الحائط الساند

ب) المقاومة ضد الانزلاق:

قوة الانزلاق $E_a = 15 \text{ t/m}$ Sliding Force

القوة المقاومة للانزلاق = قوة الاحتكاك (F_R)

$$F_R = \mu \times \Sigma W = 0.5 \times 43.6 = 21.8 \text{ t/m}$$

∴ معامل الأمان ضد الانزلاق

$$F.S = \frac{F_R}{E_a} = \frac{21.8}{15} = 1.45 < 2 \quad (\text{unsafe})$$

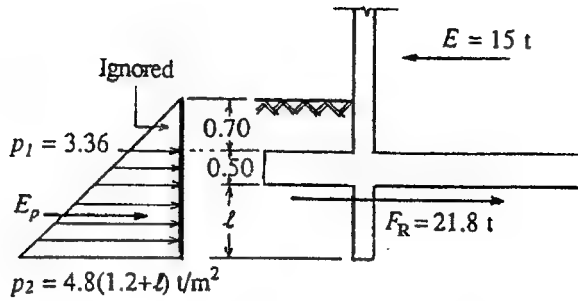
وعليه يجب تزويد الحائط بضرر (key).

ج) طول الضرر (Length of Key):

بفرض أن طول الضرر (l). يبين الشكل (١٣-٤٦) الضغوط السلبية

المؤثرة على هذا الضرر والتي يمكن تعيينها باتباع الطريقة السابقة.

RETAINING WALLS



شكل (١٣-٤٦) كيفية تعيين طول الضفر

بالإشارة إلى الشكل السابق حيث :

$$P_1 = 3.36 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = 4.8 (1.2 + 0) \text{ t/m}^2$$

$$E_p = \frac{P_2 (1.2 + \ell)}{2} - \frac{P_1 \times 0.7}{2} = \frac{4.8 (1.2 + \ell)^2}{2} - \frac{3.36 \times 0.7}{2}$$

$$\therefore E_p = (2.4 \ell^2 + 5.76 \ell + 2.28) \text{ t/m'}$$

واللحصول على معامل أمان يعادل (2) ضد الانزلاق فإنه يجب تحقيق المعادلة التالية :

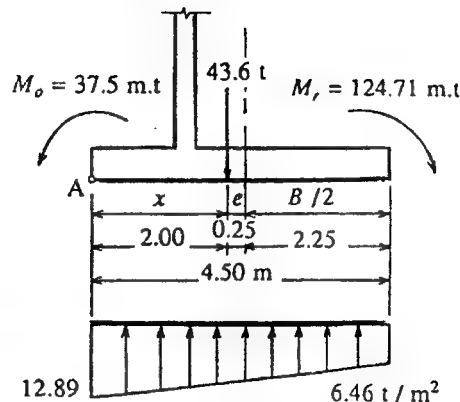
$$2 E_a = E_p + F_R$$

$$\therefore 2 \times 15 = (2.4 t^2 + 5.76 t + 2.28) + 21.8$$

$$\therefore t^2 + 2.4t - 2.467 = 0 \rightarrow t = 0.78 \text{ ms}$$

∴ يؤخذ ضفر طوله ٨٠ سم.

(د) التحقق من قدرة تحمل التربة:



شكل (١٣-٤٧) الإجهادات الواقعة على التربة

RETAINING WALLS

بالإشارة إلى الشكل (١٣-٤٧) حيث :

$$M_{stab} = 124.71 \text{ m.t/m}^{\cdot} \quad , \quad M_{over} = 37.5 \text{ m.t/m}^{\cdot}$$

∴ بُعد المحصلة عن النقطة (A) (x)

$$(x) = \frac{M_{stab} - M_{over}}{\Sigma W} \\ = \frac{124.7 - 37.5}{43.6} = 2.0 \text{ ms}$$

∴ مقدار اللامركزية

$$e = \frac{B}{2} - x = 2.25 - 2.0 = 0.25 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{4.5}{6} = 0.75 \text{ ms} > e$$

حيث أن $\frac{B}{6} > e$ ∴ المحصلة تقع في داخل الثلث الأوسط للعرض وهذا يعنى أن جميع الإجهادات الواقعة على التربة هي إجهادات ضغط وأن قيم هذه الإجهادات كما يلى :

$$f_{\max} = \frac{\Sigma W}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{43.6}{4.5} \left[1 \pm \frac{0.25}{4.5} \right]$$

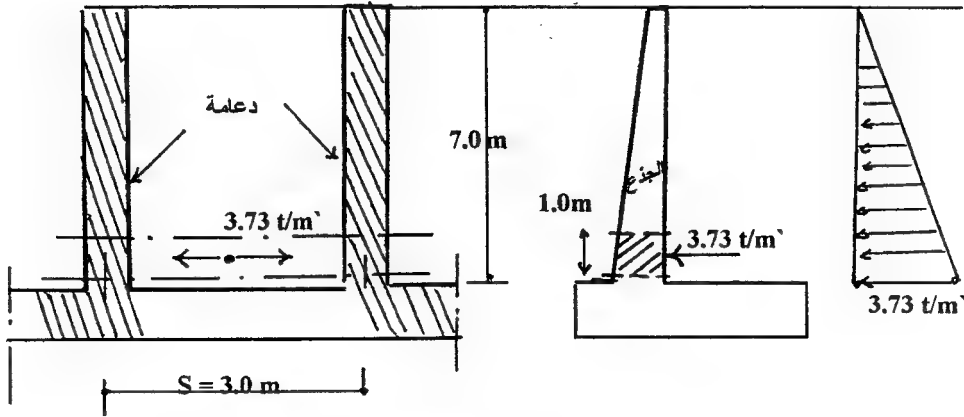
$$\therefore f_{\max} = 12.89 \text{ t/m}^2 < f_{all} (15 \text{ t/m}^2) \quad \text{o.k} \quad \text{safe}$$

$$f_{\min} = 6.46 \text{ t/m}^2 \text{ (comp.) (o.k)} > \frac{f_{\max}}{2}$$

٤- تصميم جذع الحائط الساند (Design of Wall):

وحيث أن جذع الحائط عبارة عن بلاطة ترتكز على ثلاثة جوانب (الدعائم على الجانبين والقاعدة من أسفل) وحررة من أعلاها وذات أبعاد ٧,٠٠ م طول (ارتفاع الحائط) × ٣,٠٠ متر عرض (المسافة بين الدعائم) وعليه فهي ذات اتجاه واحد والحمل المؤثر وهو المثلث يقاوم فى الاتجاه الأفقى وعليه بفض شريحة عرضها واحد متر عند القطاع الحرج (أقصى حمل مؤثر أفقى) وهو عند أسفل الحائط وكما هو مبين بالشكل (١٣-٤٨).

RETAINING WALLS



شكل (١٣-٤٨) الحمل الواقع على جذع الحائط السائد

هذه الشريحة معرضة إلى حمل موزع بانتظام (w) مساوى لضغط التراب عند موضع الشريحة أى قيمة (P_a) عند $y = 7.0 \text{ ms}$

$$\therefore w_{\text{wall}} = 0.533 \times 7 = 3.73 \text{ t/m'}$$

وعليه حيث أن الشريحة تعتبر كمرة مستمرة مرتكزة على الدعام فإنه بذلك يمكن إيجاد قيم القوى الداخلية المتولدة وهى عزوم الانحناء والقوى القاصة وحيث أن أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج وهو عند الدعام أو فى منتصف المسافة بين الدعام وهو يساوى

$$M_{\text{max}} = \pm \frac{w_w S^2}{12} = \pm \frac{3.73 \times (3)^2}{12} = \pm 2.8 \text{ m.t/m'}$$

حيث (S) هى تقسيط الدعام = ٣,٠٠ متر

وأقصى قوة قاصة عند القطاع الحرج والذى يقع على بُعد ٣٠ سم من محور الدعام وذلك بفرض عرض الدعام = ٣٠ سم

$$\text{i.e. } Q_{\text{max}} = w \left(\frac{\ell}{2} - 0.35 \right)$$

$$\therefore Q_{\text{max}} = 3.73 \left(\frac{3}{2} - 0.35 \right) = 4.29 \text{ t/m'}$$

وعليه فإن الأعماق المناظرة لمقاومة هذه القوى القصوى لكل من عزم الانحناء والقوى القاصة كالاتى :

RETAINING WALLS

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b = 1.0}} = 0.281 \sqrt{\frac{2.8 \times 10^5}{100}} = 15 \text{ cm}$$

$$d_{sh} = \frac{Q_{\max}}{0.87 b \times q_{all}} = \frac{4.29 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 6} = 8.22 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow \text{take } t = t_{\min} = 25 \text{ cm} \longrightarrow d_{act} = 21 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d} = \frac{2.8 \times 10^5}{1280 \times 21} = 10.42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

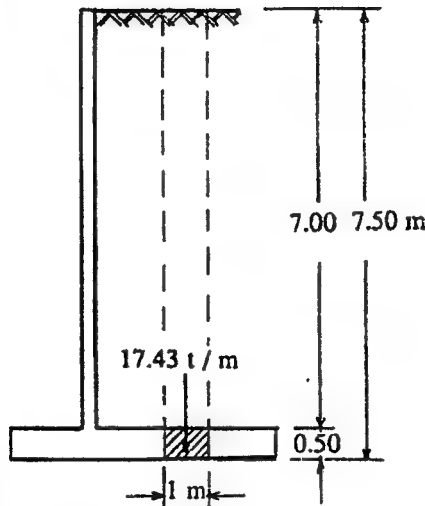
$$A_{s \min} = \frac{0.25 \times 100 \times 25}{100} = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow 10.42 \text{ cm}^2 \text{ (6 } \phi 16/\text{m)} \\ = 2 \phi 16$$

أى يوضع سيخ $\phi 16$ كل ١٥ سم وذلك حتى ارتفاع ٢,٥ متر من قاع الحائط ثم سيخ $\phi 16$ كل ٢٥ سم وذلك بارتفاع من ٢,٥ ← ٤,٥ م من القاع ثم سيخ $\phi 16$ كل ٣٠ سم وذلك لباقي الارتفاع.

٥- تصميم كعب الحائط الساند (Design of Heel)

باعتبار شريحة نمطية من كعب الحائط عرضها ١,٠٠ متر كما هو مبين بالشكل (١٣-٤٩) وبإهمال ضغط التربة من أسفل إلى أعلى على القاعدة فإن الحمل التصميمي المعرض له هذه الشريحة هو :

$$W_{heel} = \gamma_s h + o.w \text{ (t/m)} \\ = 1.6 \times 7 + 2.5 \times 0.5 = 12.45 \text{ t/m}$$



شكل (١٣-٤٩) تصميم كعب الحائط

RETAINING WALLS

وبالتالى باعتبار هذه الشريحة كمرّة مستمرة مرتكزة على الدائم كل ٣,٠٠ متر
 ∴ يتم إيجاد قيم أقصى عزوم انحناء فيها وأقصى قوة قاصّة عند القطاعات
 الحرجة كالآتى :

أقصى عزم انحناء موجب (بين منتصف الدائم) وسالب عند الدائم

$$M_{\max} = \pm \frac{w_{\text{heel}} \cdot S^2}{12} = \frac{12.45 \times (3)^2}{12} = \pm 9.34 \text{ m.t/m'}$$

أقصى قوة قاصّة عند القطاع الحرج الذى يبعد مسافة من وجه الدائمة تساوى

$$: \left[\frac{(\ell - b_{\text{count}})}{2} - d \right]$$

$$\begin{aligned} \therefore Q_{\max} &= w_{\text{heel}} \cdot \left[\frac{(\ell - b_{\text{count}})}{2} - d \right] \\ &= 12.45 \left[\frac{3.0 - 0.3}{2} - 0.45 \right] = 11.21 \text{ t/m'} \end{aligned}$$

• يتم إيجاد الأعماق المناظرة لهذه القوى الداخلية من كل من (M_{\max}) ،
 (Q_{\max})

$$d_m = 0.281 \sqrt{\frac{9.34 \times 10^5}{100}} = 27.2 \text{ cm}$$

$$d_{\text{sh}} = \frac{11.21 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 6} = 21.47 \text{ cm}$$

→ $t = t_{\min}$ as given and assumed = 50 cm

$$\therefore d_{\text{act}} = 45 \text{ cm} \quad (\text{safe})$$

$$\therefore A_s = \frac{9.34 \times 10^5}{1280 \times 45} = 16.22 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.25 \times 100 \times 50}{100} = 12.5 \text{ cm}^2/\text{m'} \rightarrow \text{take } A_s = 16.22 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

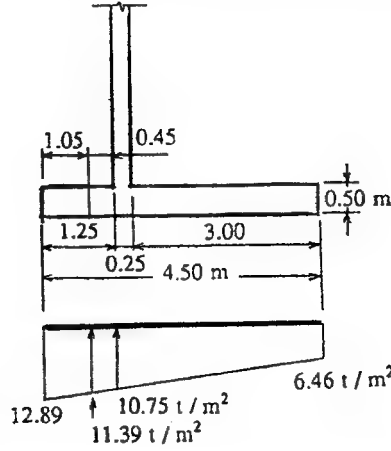
$$\rightarrow 9 \phi 16 / \text{m'}$$

وهذا الحديد يوضع على السطح العلوى للكعب مع أخذ حديد ثانوى يعادل ٢٥ %
 من الحديد الرئيسى أى ٥ ϕ ١٣ /م كحد أدنى يوضع على السطح السفلى.

٦ - تصميم القدم (Design of Toe):

بالإشارة إلى الشكل (١٣-٥٠) والذى يبين الأحمال المؤثرة على القدم
 وهو ضغط التربة من أسفل إلى أعلا مطروحاً منه وزن القدم نفسه إلى أسفل.

RETAINING WALLS



شكل (١٣-٥٠) تصميم قدم الحائط

وعليه فإن أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج على وجه الحائط :

$$M_{\max} = \left[\frac{12.89 \times 1.25}{2} \times \frac{2}{3} \times 1.25 + \frac{10.75 \times 1.25}{2} \times \frac{1}{3} \times 1.25 \right] - \frac{1.25 \times (1.25)^2}{2}$$

$$= 9.51 - 0.98 = 8.53 \text{ m.t/m'}$$

وأقصى قوة قاصة عند قطاع يبعد مسافة ١,٠٥ متر من حافة القدم (القطاع الحرج)

$$\therefore Q_{\max} = \frac{(12.89 + 11.39)}{2} \times 1.05 - 1.25 \times 1.05$$

$$= 19.51 - 1.31 = 18.2 \text{ t/m'}$$

وأيضاً يتم إيجاد كلاً من (d_{sh}) ، (d_m) .

$$\therefore d_m = 0.281 \sqrt{\frac{8.53 \times 10^5}{100}} = 39.26 \text{ cm}$$

$$d_{sh} = \frac{18.2 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 6} = 34.87 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{take } t = t \text{ as given} = 50 \text{ cm} \longrightarrow d_{act} = 45 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{8.53 \times 10^5}{1280 \times 45} = 14.81 \text{ cm}^2/\text{m'} \longrightarrow 8 \phi 16/\text{m'}$$

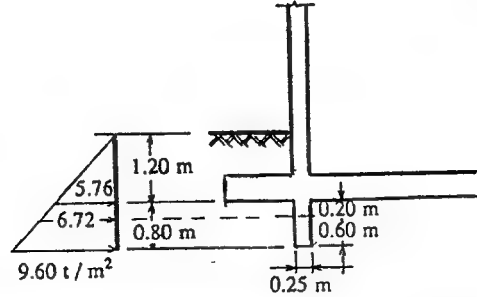
وهذا الحديد يوضع على السطح السفلى للقدم المعرض إلى شد مع حديد ثانوى

يعادل ٢٥% منه بحد أدنى ٥ ϕ ١٣ /م' توضع على السطح العلوى للقدم.

هذا ويجب وضع حديد طولى لمجابهة الانكماش ودرجة الحرارة يعادل ٢,٠% من مساحة القطاع الخرسانى وبحد أدنى ٥ ϕ ١٠ /م'.

٧- تصميم الضفر (Design of Key):

يبين الشكل (١٣-٥١) الضفر الذي تم اختياره بطول ٨٠ سم وسمك ٢٥ سم والمعرض إلى الضغط السلبي للتربة من الأمام وهو عبارة عن كابولي مثبت في القاعدة.



شكل (١٣-٥١) تصميم الضفر

أقصى عزم انحناء وأقصى قوة قاصة عند القطاعات الحرجة يمكن حسابها كالآتي :

$$M_{\max} = \left[\frac{5.76 \times 0.8}{2} \times \frac{1}{3} \times 0.8 + \frac{9.6 \times 0.8}{2} \times \frac{2}{3} \times 0.8 \right] = 2.66 \text{ t.m/m}$$

$$Q_{\max} = \left(\frac{0.72 + 9.6}{2} \right) \times 0.6 = 4.89 \text{ t/m}$$

وعليه فإن :

$$d_m = 0.281 \sqrt{\frac{2.66 \times 10^5}{100}} = 14.5 \text{ cm}$$

$$d_{sh} = \frac{4.89 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 6} = 9.37 \text{ cm}$$

وحيث أن $d = 22 \text{ cm}$ إذن

take $t = 25 \text{ cm}$ as assumed

$$A_s = \frac{2.66 \times 10^5}{1280 \times 22} = 9.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.25 \times 100 \times 25}{100} = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

take $A_s = 9.45 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 16/\text{m}$

وعليه يتم امتداد ما قيمته $5 \phi 16$ م من الحديد الرئيسي لجذع الحائط إلى أسفل داخل الضفر.

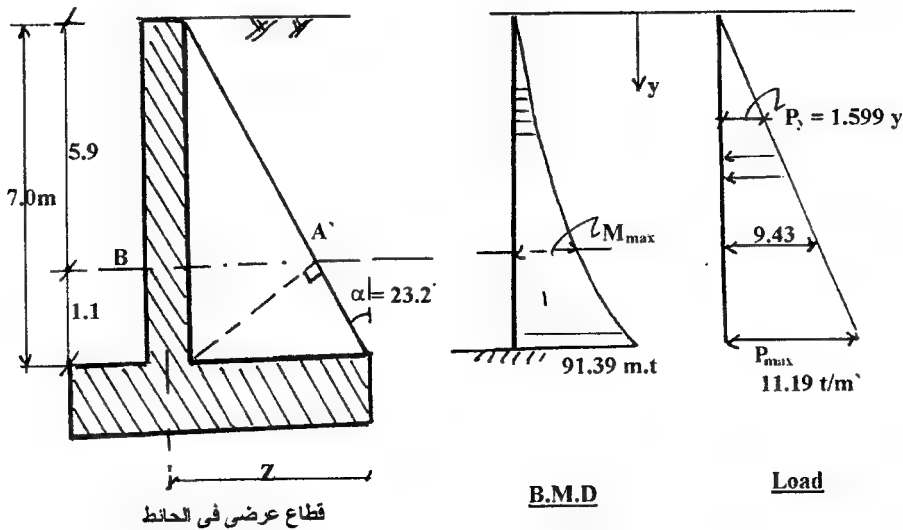
٨- تصميم الدعامات (Design of Counter forts):

يبين الشكل (١٣-٥٢) الضغط الواقع على الدعامة عند أى مسافة تبعد (y) من قيمة الدعامة وهو يساوى قيمة الضغط الواقع على بلاطة الحائط عند نفس النقطة مضروباً فى المسافة بين الدعامات من المحور إلى المحور (S).

$$\text{i.e. } P_y = (0.533 y) \times (S) = 0.533 y \times 3 = 1.599 \times y \text{ (t/m')}$$

وتوزيعه على شكل مثلث وأكبر قيمة للضغط على الدعامة هي عند $y = 7.0 \text{ ms}$.

$$\text{i.e. } P_{\max} = 1.599 \times 7 = 11.19 \text{ t/m'}$$



شكل (١٣-٥٢)

وعليه فإن أقصى عزم انحناء يعادل :

$$M_{\max} = \frac{11.19 \times 7}{2} \times \frac{7}{3} = 91.39 \text{ m.t}$$

$$\therefore d_{\text{coun}} = 0.281 \sqrt{\frac{91.39 \times 10^5}{30}} = 155 \text{ cm} < Z (3.125 \text{ m})$$

take $d = \text{given } 3.125 \text{ m}$

$$\therefore 312.5 = k_1 \sqrt{\frac{91.39 \times 10^5}{30}} \rightarrow k_1 = 0.566 \rightarrow \alpha = 0$$

$$\rightarrow k_2 = 1300$$

RETAINING WALLS

$$\therefore A_s = \frac{91.39 \times 10^5}{1300 \times d_{co} \times \cos \alpha} = \frac{91.39 \times 10^5}{1300 \times 312.5 \times \cos 23.2}$$

$$= 24.48 \text{ cm}^2 / b = 30 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.25}{100} \times 30 \times 312.5 = 23.43 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{take } A_s = 24.48 \text{ cm}^2 \rightarrow 9 \phi 19 \text{ mm}$$

ويتم تقليلها على كامل ارتفاع الدعامة نظراً لنقص عزم الانحناء.

• يتم التحقق من الإجهادات الخاصة بالقوة القاصة عند القطاع الحرج وهو

القطاع (B A') وعمقه من الشكل (١٣-٥٢) يعادل ٢,٦٠ متر فإن قيمة أقصى إجهاد قص (Q_{\max}) تعادل :

$$Q_{\max} = \frac{7.43 \times 5.9}{2} = 27.82 \text{ (t)}$$

$$\therefore q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{0.87 b d} - \frac{M \text{ at } Q_{\max}}{0.87 b d^2} \tan \alpha$$

$$\therefore M \text{ at } Q_{\max} = \frac{9.43 \times 5.9}{2} \times \frac{5.9}{3} = 54.71 \text{ m.t}$$

$$\tan \alpha = \tan 23.2 = 0.429$$

$$\therefore q_{\max} = \frac{27.82 \times 10^3}{0.87 \times 30 \times 260} - \frac{54.71 \times 10^5}{0.87 \times 30 \times (260)^2} \times 0.429$$

$$= 4.1 - 0.13 = 3.97 \text{ kg/cm}^2 < q_1 (6 \text{ kg/cm}^2)$$

o.k (safe)

٩- حديد الرباط الأفقي والرأسي للدعامة:

(Horizontal & Vertical Anchorage Reinf):

هذا الحديد يستخدم لربط ومنع تمزيق وانسلاخ الدعامة من كل من الحائط

والقاعدة وعليه فإن قوة الشد الأفقية الواقعة على الدعامة وهي قيمة رد فعل

بلاطة الجذع تعادل :

$$T_h = w_w (S - b_{\text{count}})$$

$$= 3.73 (3 - 0.30) = 10.071 \text{ t/m}^2 \text{ (Ten)}$$

$$\therefore A_{sh} = \frac{T_h}{f_s} = \frac{10.071}{1.4} = 7.19 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 13 / \text{m}^2$$

وبالمثل فإن قوة الشد الرأسية الواقعة على الدعامة وهي قيمة رد فعل بلاطة

الكعب تعادل :

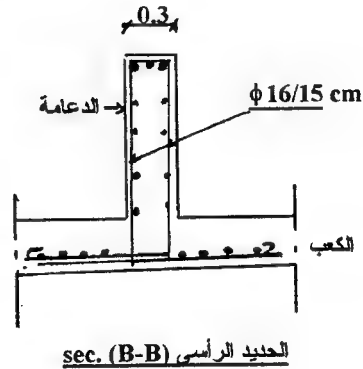
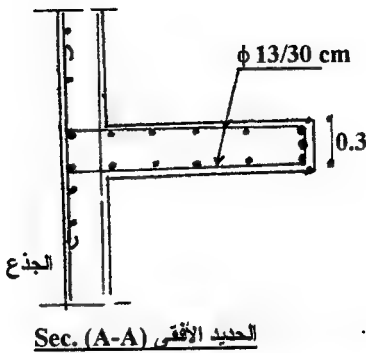
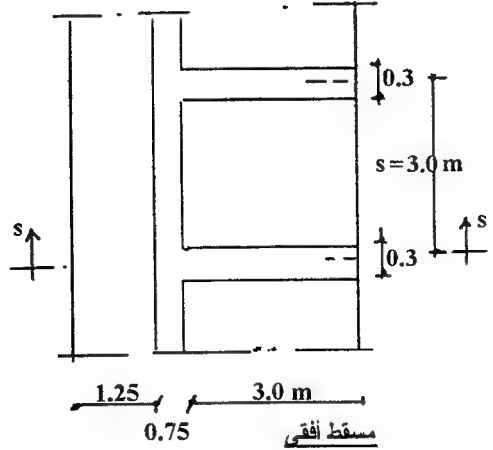
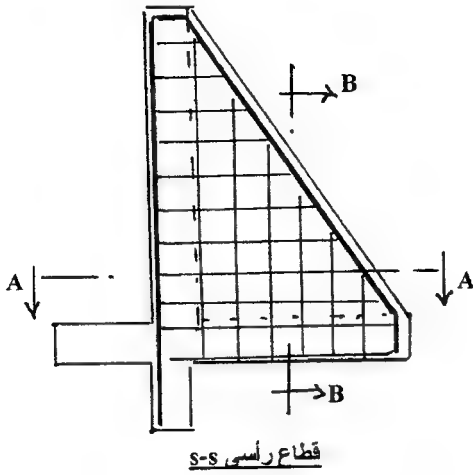
RETAINING WALLS

$$T_v = w_{\text{heel}} (S - b_{\text{coun}}) = 12.45 (3 - 0.3) = 33.62 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore A_{sv} = \frac{T_v}{f_s} = \frac{33.62}{1.4} = 24 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 12 \phi 16/\text{m}^2$$

ملحوظة:

يتم وضع الحديد الأفقى فى صورة كانات بفرعين تلف حول الرأسى لجذع الحائط بواقع $\phi 13$ كل ٣٠ سم من الجانبين وعلى كامل ارتفاع الحائط، وأيضاً يتم وضع الحديد الرأسى فى صورة كانات بفرعين تلف حول حديد الكعب الرئيسى الأفقى بواقع $\phi 16$ كل ١٥ سم من الجانبين وكما هو مبين بالكروكى التالى - شكل (٥٣-١٣).



شكل (٥٣-١٣) تفاصيل حديد الرباط الأفقى والرأسى للدعائم

فواصل الحوائط الساندة:

Joints for Retaining Walls:

هناك ثلاثة أنواع من الفواصل يتم عملها في الحوائط الساندة نظراً لطبيعة الحائط الممتد لمسافات قد تصل إلى مئات الأمتار وهي :

١ - فواصل الإنشاء أو التشييد (Construction Joints):

- وهذا النوع من الفواصل يتم عمله بين الصبات المتتابعة للخرسانة (Sucessive Pours) سواء أكانت هذه الصبات رأسية أو أفقية. وقد تعمل هذه الفواصل أحياناً على هيئة مفتاح (key) لنقل القوة القاصة عبر وخلال هذه الوصلة. وعلى أية حال يوصى بالاكتهاف بتنظيف الخرسانة المتصلة وكذلك أسياخ الحديد ثم صنفرة الحديد وتخشين الأسطح قبل الصب.
- هذا ويجب تجنب عمل وصلات التشييد قرب الشدادات أو الساندات للحوائط ذات الأعصاب ولكن يفضل عمل تلك الوصلات عند منتصف البحر بين الدعائم (الأعصاب) حيث يكون القص مساوياً للصفر.

٢ - فواصل الانكماش (Contraction Joints):

يتم تنفيذ تلك الفواصل في الحوائط الكابولية فقط وذلك رأسياً على مسافات تتراوح ما بين ٦,٠٠ - ٨,٠٠ متر ويتم عملها بإضعاف القطاع (يعمل حز رأسى ليقطع من القطاع الرأسى) مع مد الحديد خلال الفواصل فإذا ما حدث انكماش وبدأ الشرخ فإنه يتكون خلال تلك الفواصل على صورة خط رأسى مستقيم بدلاً من تكون شروخ انكماش عشوائية تشوه الحائط ويكون الحديد الممتد خلال الوصلة مشحماً أو ملفوف بورق مشمع لكن ينعدم التماسك بينه وبين الخرسانة فيتم تحريك الخرسانة بحرية بالانكماش، هذا والغرض من مد طرف الحديد خلال الفاصل هو المحافظة على انتظام التسليح في الحائط.

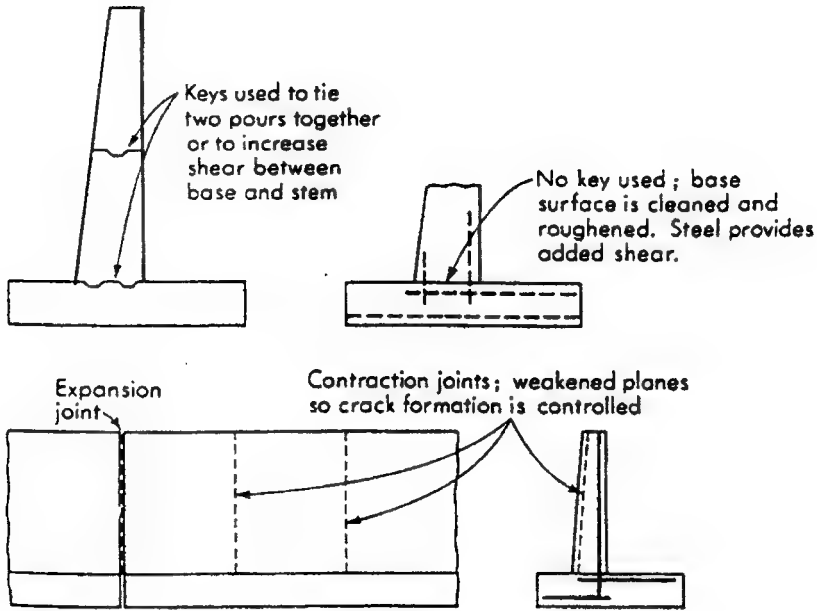
٣ - فواصل التمدد (Expansion Joints):

وفى هذا الفاصل يتم فصل الحائط تماماً مع ملئ الفاصل بالبيتومين أو الفلين لمنع تسرب التربة من هذا الفاصل وفى نفس الوقت السماح بإتمام التمدد. هذا وينفذ

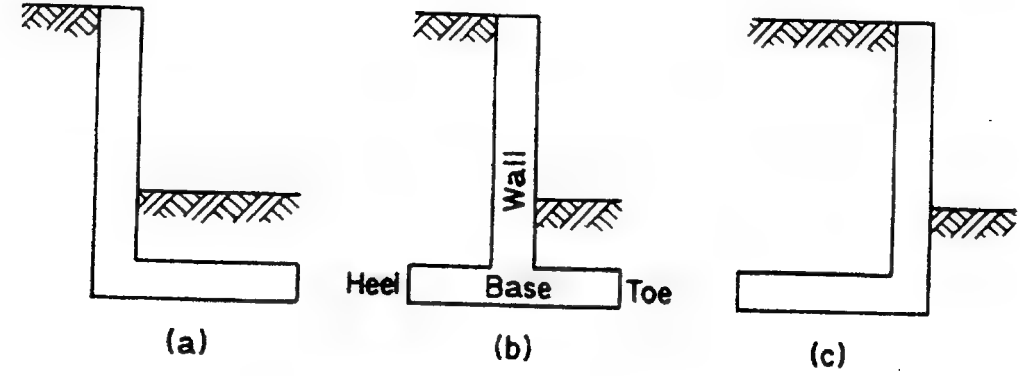
RETAINING WALLS

فاصل التمدد كل ٢٥ - ٣٠ متر مع عمل دعامتين أو عصبيتين أو سنادتين عند فاصل التمدد فى حالة ما إذا كان الحائط الساند من النوع ذو الدعامات أو الساندات. هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يتم مد فاصل التمدد إلى قاعدة الحائط بينما لا يمد فاصل الانكماش إلى القاعدة.

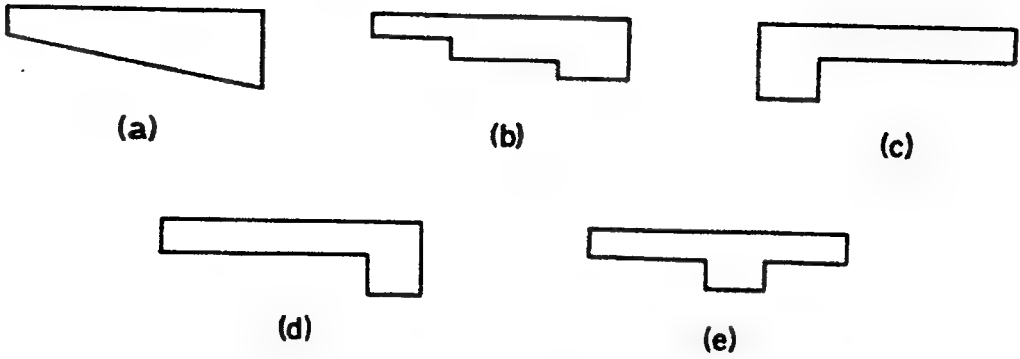
ويوضح الشكل (١٣-٥٤) فواصل الحركة السائدة للحائط الكابولى مع ملاحظة أن فاصل الانكماش قد تم بعمل حز فى وجه الكابولى حيث لا يوجد حديد تسليح رئيسى فى وجه الحائط.



شكل (١٣-٥٤) فواصل الحوائط الساندة

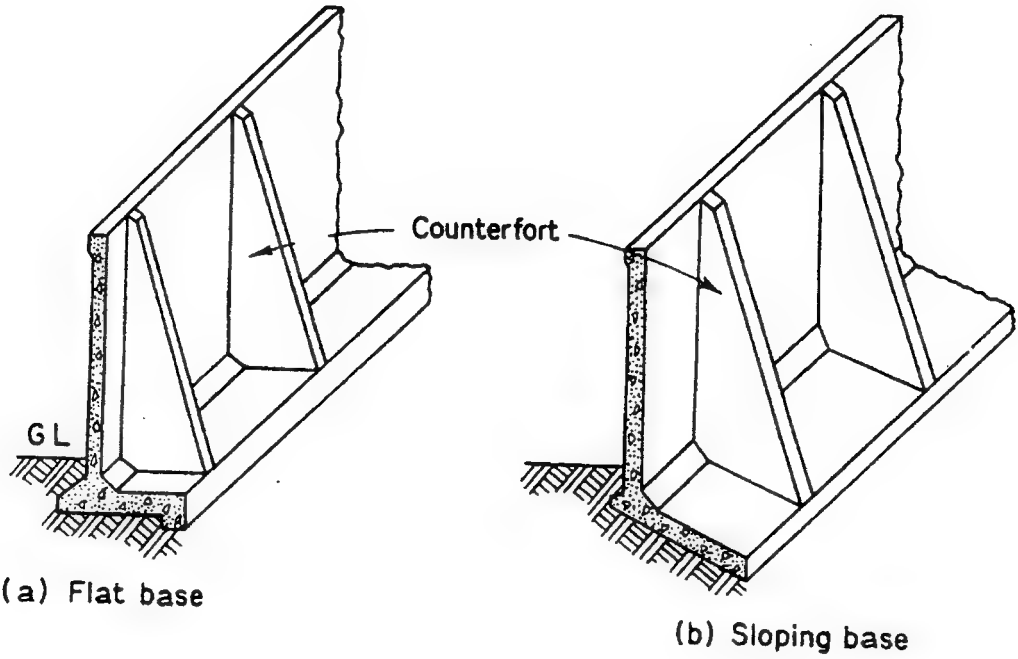


Basic cross-section



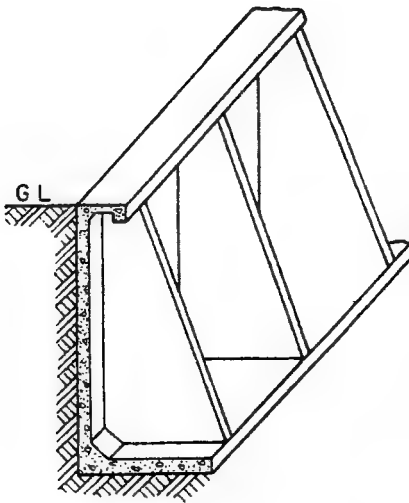
Wall bases

شكل (١) أشكال مقاطع الحوائط الساندة وشكل قواعدها

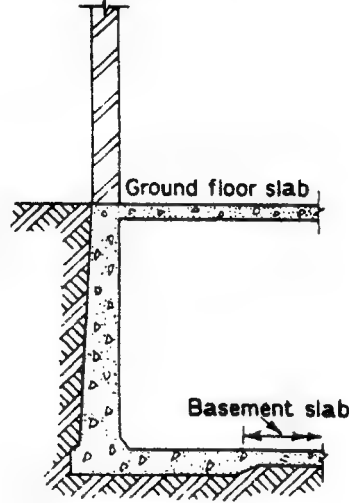


شكل (٢) شكل الحوائط الساندة ذات الدعامات

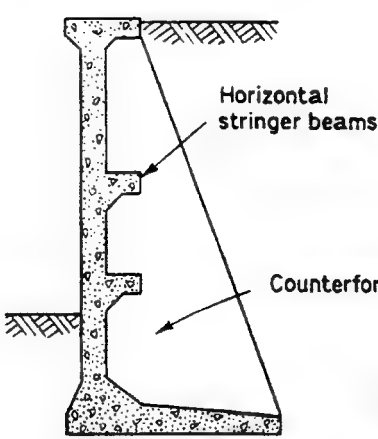
REINFORCED CONCRETE DETAILING



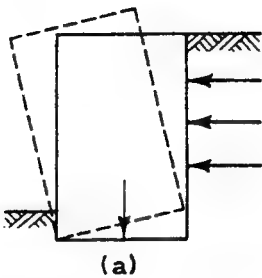
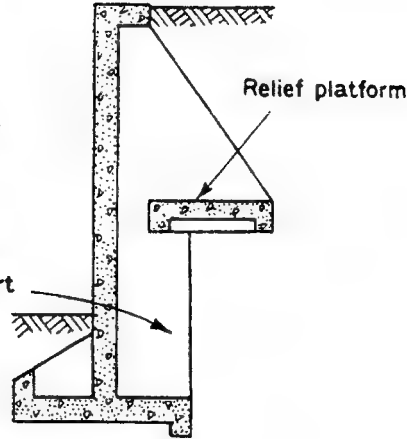
Buttress wall الحوائط ذات الساندات



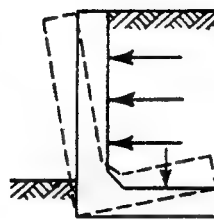
Basement wall حوائط البترومات



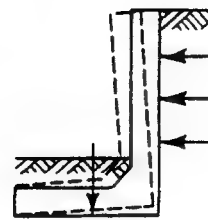
High counterfort walls الحوائط الساندة ذات الدعامات العالية



(a)

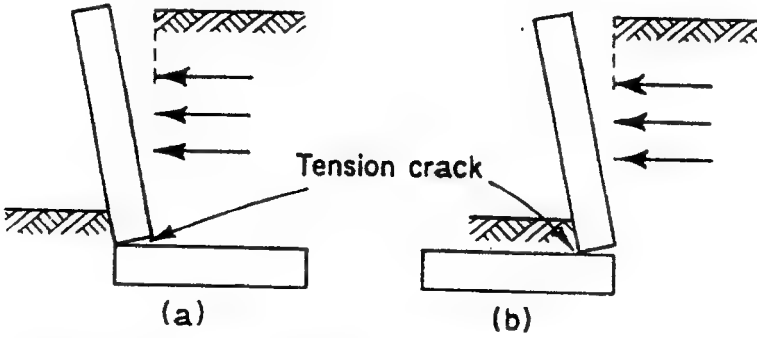


(b)

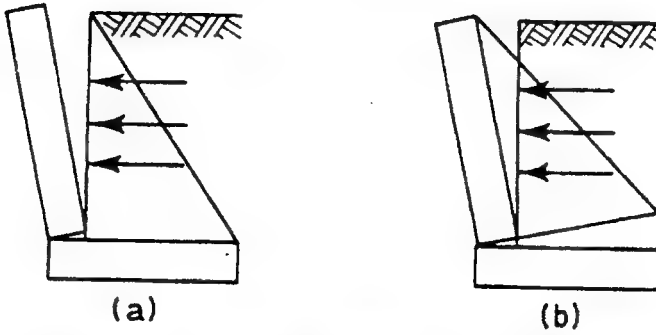


(c)

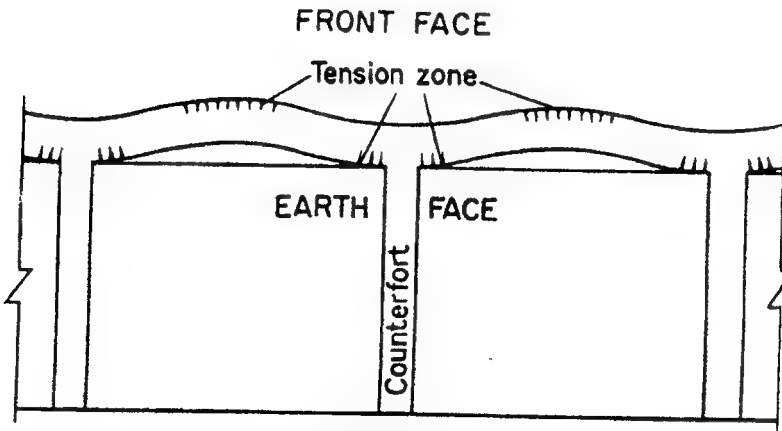
Stability اتزان الحوائط الساندة ذات الدعامات



انهيار الحوائط الكابولية Failure of cantilever walls



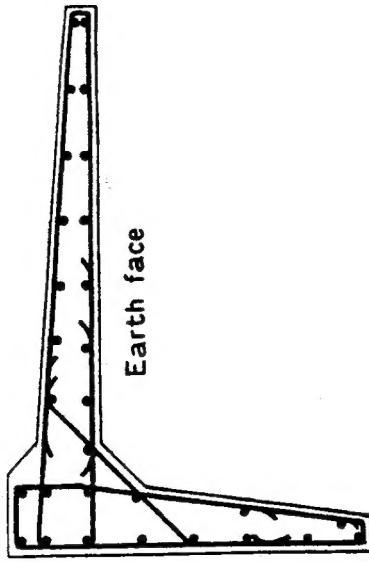
انهيار الحوائط ذات الدعامات Failure of counterfort walls



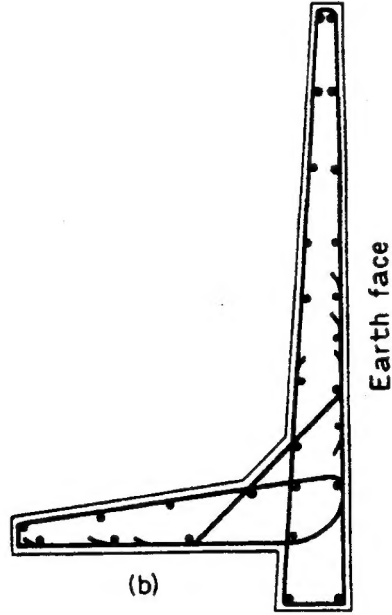
Plan of counterfort wall under load

مسقط أفقى للحوائط الساندة ذات الدعامات تحت تأثير الأحمال والضغط الواقعة عليها

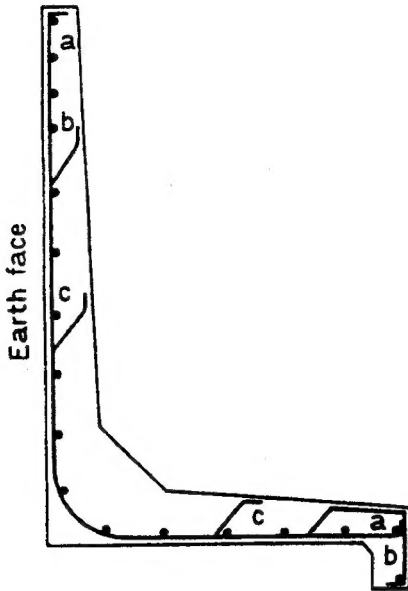
RETAINING WALLS



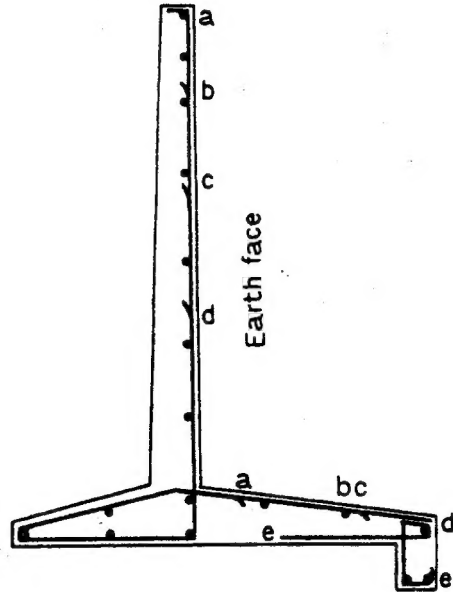
(a)



(b)

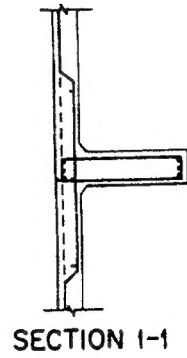
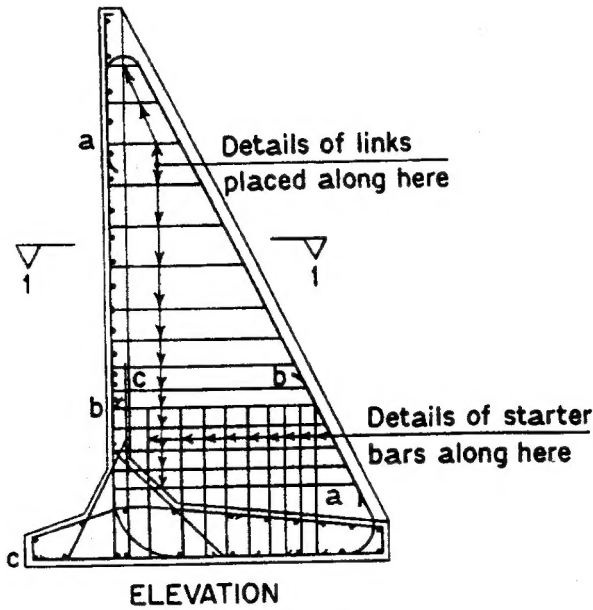


(c)

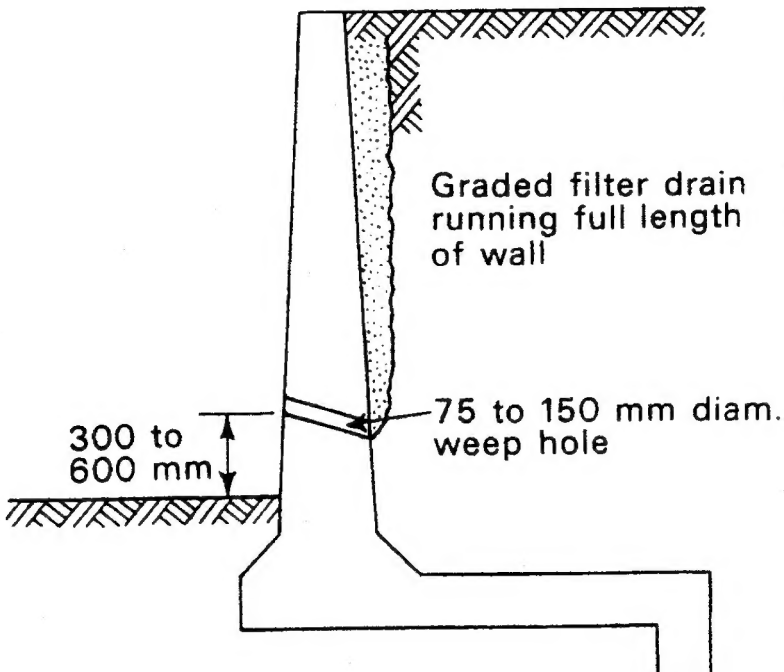


(d)

بعض تفاصيل مقاطعات الحوائط الساندة Details of wall cross-sections



تفاصيل تسليح الحوائط ذات الدعامات



طريقة الصرف خلال الحوائط السائدة

المراجع REFERENCES

- 1- Engineering Properties of Soils and Their Measurement: 2nd Ed.; by Boweles, J.E. 1978, McGraw-Hill Book Co., New York.
- 2- Foundations of Structures: by Dunham, C.W, 1962, McGraw-Hill Book Co., New York.
- 3- Soil Mechanics and Foundations: by Parcher, J.V and Means R.E, 1974 Prentice-Hall of India Private Ltd., New Delhi.
- 4- Foundation Engineering: by Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H. 1973, 2nd Ed., Wiley Eastern Ltd., New Delhi.
- 5- Analysis and Design of Foundation and Retaining Structures: by Prakash, S., Ranjan, G. and Saran, S., 1979, Sarita Prakashan Ed. New Delhi.
- 6- Soil Mechanics and Foundations: by Punmia, B.C. 1973, Standard Book House Delhi-6.
- 7- Construction & Foundation Engineering: by J. iha, s.k Sinha, 1981, khanna Publishers, Delhi 3rd Ed.
- 8- Foundation Design: by Abd El Rahman O. Hindi, Egypt.
- 9- Foundation Design: by Khalil Ibrahim Waked دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع القاهرة
- 10- Modern Design of Reinforced concrete, Part I and II: by El Dakhakhni, 1994, The Anglo Egyptian Bookshop, Cairo, Egypt.
- 11- Reinforced Concrete Structures: by Punmia, Standard Publishers Distributors Delhi-6.
- ١٢- المبادئ العلمية وأساسيات ميكانيكا التربة: أ.د/ عمرو رضوان - دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع - ١٩٩٤. ج.م.ع.
- ١٣- الأساسات الجزء الأول والثاني: الدكتور أسامة مصطفى الشافعى - دار الراتب الجامعية بيروت.
- ١٤- استطلاع الموقع وأبحاث التربة والأساسات: المهندس الاستشارى محمد ماجد خلوصى - الطبعة الخامسة ١٩٩١ - مطبعة النهضة العربية - ج.م.ع.

- ١٥- ميكانيكا التربة: أ.د/ السيد عبد الفتاح القصبى - دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع
١٩٩٣ - ج.م.ع.
- ١٦- هندسة الأساسات - تصميم وتنفيذ الأساسات السطحية: أ.د/ السيد عبد الفتاح القصبى
- دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع ١٩٩٧ ج.م.ع.
- ١٧- هندسة الأساسات - تصميم وتنفيذ الأساسات العميقة والخاصة أ.د/ السيد عبد الفتاح
القصبى - دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع ٢٠٠٢ ج.م.ع.
- ١٨- الكود المصرى لميكانيكا التربة وتصميم وتنفيذ الأساسات ١٩٩١ - اللجنة الدائمة
لإعداد الكود المصرى لميكانيكا التربة والأساسات - ج.م.ع.
- ١٩- ميكانيكا التربة وهندسة الأساسات: أ.د/ فهم حسين ثاقب ١٩٦٣ - سلسلة الكتب
الدراسية رقم ٣٥ - الجزء الثانى - الهيئة العامة لشئون المطابع الأميرية القاهرة.
- ٢٠- الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية: إصدار ٢٠٠١ دار الكتب المصرية
٢٦٨ لسنة ٢٠٠١ مطابع دار أخبار اليوم.
- ٢١- سلسلة دليل المهندس الإنشائى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية للمؤلف.